

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**TRABZON AKYAZI SAHİL DOLGU ALANI ZEMİNLERİNDE SİSMİK
KAYNAKLI SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Murat NAS

HAZİRAN 2013

TRABZON

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**TRABZON AKYAZI SAHİL DOLGU ALANI ZEMİNLERİNDE SİSMİK
KAYNAKLI SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ**

İnşaat Mühendisi Murat NAS

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce
"İNŞAAT YÜKSEK MÜHENDİSİ"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 24.05.2013
Tezin Savunma Tarihi : 17.06.2013

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Sabriye Banu İKİZLER

Trabzon 2013

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında

Murat NAS tarafından hazırlanan

**TRABZON AKYAZI SAHİL DOLGU ALANI ZEMİNLERİNDE SİSMİK
KAYNAKLI SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ**

**başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 28 / 05 / 2013 gün ve 1507 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER

Üye : Prof. Dr. Fikri BULUT

Üye : Yrd. Doç. Dr. Sabriye Banu İKİZLER

Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans Tezi olarak hazırlanmıştır.

Tez çalışmam süresince yardım ve teşvikini gördüğüm değerli hocam ve tez danışmanım, Sayın Yrd. Doç. Dr. Sabriye Banu İKİZLER'e, Geoteknik Anabilim Dalı Öğretim Üyelerine teşekkür ederim.

Tez çalışmam boyunca her türlü destek, sabır ve yardımını benden esirgemeyen değerli eşim Sayın Asiye NAS'a sonsuz teşekkür ederim.

Tahsilim boyunca benden desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen babam ve kardeşime teşekkür ederim. Sevgili rahmetli annemi minnet ve şükranla anarım.

Albayrak Mühendislik Sondaj Şirketi'nin değerli yöneticileri Mustafa ALBAYRAK ve Ufuk KURŞUN'a sağlamış oldukları teknik imkan ve destek için çok teşekkür ederim.

Yakın mesai arkadaşlarıma teşekkür ederim. Hazırlanan bu tez çalışmasının ilgilenenlere faydalı olmasını temenni ederim.

MURAT NAS

Trabzon 2013

TEZ BEYANNAMESİ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Trabzon Akyazı Sahil Dolgu Alanı Zeminlerinde Sismik Kaynaklı Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Yrd. Doç. Dr. Sabriye Banu İKİZLER ‘in sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, sayısal analizleri ve yorumları kendim yaptığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 24/05/2013

Murat NAS

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	III
TEZ BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET.....	IX
SUMMARY.....	X
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	XI
TABLolar DİZİNİ.....	XIV
SEMBOLLER DİZİNİ.....	XVI
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Zeminlerde Sıvılaşmanın Tarihsel Gelişimi ve Etkif Gerilmeyle İlişkisi.....	2
1.3. Sıvılaşmanın Fiziksel Süreci ve Tanımlayıcı Kavramlar.....	6
1.3.1. Sıvılaşabilen Zeminlerde Kayma Mukavemeti ve Sıvılaşmaya Etkisi.....	6
1.3.2. Zeminlerde Sıvılaşmanın Başlangıç Şartları.....	8
1.3.2.1. Akma Sıvılaşması.....	11
1.3.2.2. Sınırlı Sıvılaşma.....	11
1.3.2.3. Devirsel Hareketlilik.....	11
1.4. Zeminlerde Sıvılaşmanın Genel Değerlendirme Aşamaları.....	11
1.5. Sıvılaşmayı Etkileyen Fiziksel Parametreler.....	13
1.5.1. Sıvılaşmayı Etkileyen Zemin Özellikleri.....	13
1.5.1.1. Zemin Cinsi.....	13
1.5.1.2. Zeminin Tane Boyu, Dağılımı ve Şekli.....	15
1.5.1.3. Zeminin Rölatif Sıklığı ve Kritik Boşluk Oranı.....	19
1.5.1.4. Zeminin Su Muhtevası, Yeraltı Su Seviyesi ve Drenaj Şartları.....	22
1.5.1.5. Zemin Üzerindeki Çevre Basıncı, Üst Yapı Yüğü ve Yanal Toprak Basıncı Katsayısı.....	23
1.5.1.6. Zeminde Sıvılaşan Tabakanın Derinliği ve Konumu.....	24

1.5.2.	Sıvılaşmayı Etkileyen Jeolojik Faktörler.....	26
1.5.2.1.	Zeminin Jeolojik Yaşı.....	26
1.5.2.2.	Zeminin Jeolojik Yük-Deformasyon Geçmişi ve Taneler Arası Çimentolanma Durumu.....	27
1.5.3.	Sıvılaşmayı Etkileyen Sismik Faktörler.....	27
1.5.3.1.	Depremın Büyüklüğü ve Mesafesi.....	28
1.5.3.2.	Depremın Süresi.....	31
1.5.3.3.	Deprem Enerjisinin Sönümü ve Maksimum Yeryüzü İvmesi.....	32
1.6.	Sıvılaşma Potansiyelinin Tespitinde Kullanılan Deneyler.....	33
1.6.1.	Sıvılaşma Analizlerinde Kullanılan Arazi Deneyleri.....	34
1.6.1.1.	Standart Penetrasyon Deneyi (SPT).....	35
1.6.1.2.	Koni Penetrasyon Deneyi (CPT).....	37
1.6.1.3.	Becker Penetrasyon Deneyi (BPT).....	41
1.6.1.4.	Zeminde Sismik Jeofizik Yöntemlerle Kayma Dalgası Hızının Tespiti.....	43
1.6.1.4.1.	Sismik Kırılma Deneyi ile Kayma Dalgası Hızının Belirlenmesi....	43
1.6.2.	Sıvılaşma Analizlerinde Kullanılan Laboratuar Deneyleri.....	45
1.6.2.1.	Yüksek Deformasyonlu Laboratuar Deneyleri.....	46
1.6.2.1.1.	Devirsel Üç Eksenli Basınç (Hücre) Deneyi.....	46
1.6.2.1.2.	Devirsel Direkt Kesme Kutusu Deneyi.....	46
1.6.2.1.3.	Devirsel Burulmalı Kesme Kutusu Deneyi.....	47
1.6.2.2.	Düşük Deformasyonlu Laboratuvar Deneyleri.....	47
1.6.2.2.1.	Resonant Kolon Deneyi.....	47
1.6.2.2.2.	Ultrasonik Darbe (Pulse) Deneyi.....	48
1.6.2.2.3.	Piezoelektrik Eğen Eleman Deneyi.....	48
1.6.2.3.	Sıvılaşma Analizlerinde Kullanılan Arazi ve Laboratuar Deneylerinin Karşılaştırılması.....	49
1.7.	Sıvılaşma Kaynaklı Zemin ve Yapı Hasarları.....	50
1.7.1.	Yanal Yayılma.....	50
1.7.2.	Akma Göçmesi.....	52
1.7.3.	Kum Kaynamaları ve Kum Konileri.....	53
1.7.4.	Taşıma Gücü Kayıpları, Oturma ve Toptan Göçme.....	54
1.7.5.	Zemine Gömülü Yapılara Etkiyen Kaldırma Kuvvetiyle Yüze Çıkması.....	55

1.8.	Sıvılaşma Haritaları ve Kullanım Alanları.....	56
1.9.	Zeminlerde Potansiyel Sıvılaşma Riskinin Belirlenmesi.....	60
1.9.1.	Analitik Yöntemler.....	61
1.9.2.	Fiziksel Modellemeye Dayalı Yöntemler.....	61
1.9.3.	Ampirik Yöntemler.....	61
1.10.	SPT Verileriyle Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Ampirik Yöntemlerle Belirlenmesi.....	62
1.10.1.	Devirsel Gerilme Yaklaşımı ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi (Basitleştirilmiş Prosedür) (Seed ve Idriss, 1971; Youd vd., 2001).....	62
1.10.1.1.	Devirsel Gerilme Oranının Belirlenmesi.....	63
1.10.1.2.	SPT ile Devirsel Direnç Oranının Belirlenmesi.....	67
1.10.1.2.1.	Enerji Oranı Düzeltmesi.....	68
1.10.1.2.2.	Tij Boyu ve Sondaj Kuyu Çapı Düzeltmesi.....	68
1.10.1.2.3.	Düşey Yük Düzeltmesi.....	69
1.10.1.2.4.	Örnek Alma Metodu Düzeltmesi.....	70
1.10.1.3.	Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Katsayısının Belirlenmesi.....	75
1.10.1.3.1.	Aşırı Düşey Efektif Gerilme ve Statik Kayma Gerilmesi Düzeltmeleri.....	76
1.10.2.	Tokimatsu ve Yoshimi (1983) Yöntemi ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi.....	78
1.10.3.	Devirsel Direnç Oranına Olasılıksal Yaklaşım ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi (Çetin, 2000).....	83
1.10.4.	Devirsel Direnç Oranına Yeni Bir Yaklaşım ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi (Idriss ve Boulanger, 2010).....	86
1.10.4.1.	Devirsel Gerilme Oranının Belirlenmesi.....	87
1.10.4.1.1.	Düşey Yük Düzeltmesi.....	87
1.10.4.2.	Devirsel Direnç Oranının Belirlenmesine Yönelik Önerilen Düzeltmeler.....	88
1.10.4.2.1.	Aşırı Düşey Efektif Gerilme Düzeltmesi.....	88
1.10.4.2.2.	Manyitüd Düzeltme Faktörü.....	89
1.10.4.3.	Devirsel Direnç Oranının Belirlenmesi.....	89
1.10.4.4.	Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Katsayısının Belirlenmesi.....	90
1.11.	Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi.....	91

2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	93
2.1.	Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	93
2.1.2.	Materyal ve Metot.....	93
2.1.2.1.	Hazırlanan Bilgisayar Programının Tanıtılması.....	94
2.2.	İnceleme Alanının Tanıtılması	96
2.2.1.	Yerleşim Bilgileri.....	96
2.2.2.	Jeolojik Bilgiler.....	100
2.2.2.1.	Doğu Karadeniz Bölgesinin Genel Jeolojisi.....	100
2.2.2.2.	Trabzon İlinin Jeomorfolojisi.....	101
2.2.2.3.	İnceleme Alanının Genel Jeolojisi.....	102
2.2.2.4.	İnceleme Alanının Mühendislik Jeolojisi.....	104
2.2.3.	Trabzon ve İnceleme Alanının Depremselliği.....	106
2.2.4.	İnceleme Alanında Yapılan Deneysel Çalışmalar.....	113
2.2.4.1.	Arazi Deneyleri.....	113
2.2.4.2.	Laboratuvar Deneyleri.....	114
3.	BULGULAR VE TARTIŞMA	115
3.1.	İnceleme Alanından Elde Edilen Hesaplarda Kullanılan Veriler.....	115
3.2.	İnceleme Alanındaki Zemin Türlerinin Sıvılaşılabirliğinin Tespiti.....	122
3.2.1.	İnceleme Alanında Sismik Kaynaklı Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi.....	127
4.	SONUÇLAR	152
5.	ÖNERİLER.....	155
6.	KAYNAKLAR.....	158
7.	EKLER.....	168
	ÖZGEÇMİŞ	

Yüksek Lisans Tezi

ÖZET

TRABZON AKYAZI SAHİL DOLGU ALANI ZEMİNLERİNDE SİSMİK KAYNAKLI SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Murat NAS

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Yrd. Doç. Dr. Sabriye Banu İKİZLER
2013, 167 Sayfa, 39 Sayfa Ek

Bu çalışmada, Trabzon ili, Merkez ilçesi, Akyazı Beldesinde bulunan Akyazı Kültür ve Spor Kompleksi Dolgu Sahası için yapılan zemin etüdü verileri ve literatür bilgilerinden yararlanarak inceleme alanı olarak nitelenen dolgu alanı zeminlerinin sıvılaşma potansiyelleri farklı hesap yöntemleri ve sismik parametreler kullanılarak belirlenmiştir. Bu amaçla, ilk olarak inceleme alanı zeminlerinin temel mühendislik özelliklerinden yararlanarak, bu zeminlerin sıvılaşabilir zeminler olup olmadığı incelenmiştir. Daha sonra Standart Penetrasyon Deneyi verileri ve inceleme alanına yönelik farklı sismik parametreler kullanılarak farklı yöntemlere göre yapılan hesaplamalarla bu zeminlerin sıvılaşma potansiyeli, inceleme alanının tanımlanan potansiyel deprenselliği göz önüne alınarak belirlenmiştir. Analizler için bir bilgisayar programı yazılmış ve elde edilen sonuçlar tablo ve grafikler şeklinde sunulmuş ve yorumlanmıştır. Yapılan değerlendirmeler sonunda inceleme alanı zeminlerinin birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine (USCS) göre, sıvılaşmaya yatkın bir zemin sınıfı olan, SP-SM (üniform kum ve az silt) zemin sınıfında yer aldığı belirlenmiştir. Ayrıca tane çapı, şekli ve dağılım özelliklerine göre yapılan değerlendirmede inceleme alanında sıvılaşmaya yatkın zeminlerin nerelerde bulunduğu belirlenmiştir. Hesaplarda deprem büyüklüğü ve maksimum yeryüzü ivmesinin artışı ile sıvılaşma potansiyelinin değişimi incelenmiştir. Buna göre 5 ve 6 moment büyüklüğündeki depremlerde, 0,1 g maksimum yeryüzü ivmesine göre inceleme alanı zeminlerinde sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir. 0,2 g maksimum yeryüzü ivmesine göre 5 ve 6 moment büyüklüğündeki depremlerde, inceleme alanı zeminlerinde yaygın sıvılaşma potansiyeli olduğu belirlenmiştir. 0,3 g maksimum yeryüzü ivmesine göre 5 ve 6 moment büyüklüğündeki depremlerde ise inceleme alanı zeminlerinin neredeyse tamamında sıvılaşma potansiyeli bulunduğu tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Zeminlerde Sıvılaşma, Sismik Kaynaklı Sıvılaşma, Sıvılaşma Potansiyeli Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

Master Thesis

SUMMARY

SEISMIC INDUCED LIQUEFACTION POTENTIAL EVALUATION OF COAST FILL AREA
SOILS AT AKYAZI / TRABZON

Murat NAS

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Assist. Prof. Sabriye Banu İKİZLER
2013, 167 Pages, 39 Pages Appendix

In this study, using literature knowledge and raw data taken from a geotechnical site investigation report of new coast fill area for Akyazı Culture and Sport Complex Project at Akyazı/Trabzon, which is named as investigation site, liquefaction potential of soils assessed with various seismic parameter and methods. For this purpose, using basic engineering properties of soils, it is firstly illuminated that whether the investigation area' soils are liquefable or not. Later on, using SPT data and various seismic parameters peculiar to investigation site, liquefaction potential of the soils determined by various procedures under the described potential seismicity of the zone of Akyazı town and Trabzon city. A brand new computer program written for all liquefaction potential analysis and gained results presented both in tables and in graphs. At the end of the evaluation of soil classification, it is defined as investigation area' soil class Poorly Graded Sand- Silty Sand (SP-SM) according to unified soil classification system (USCS) in general, which is also prone to liquefaction. By the means of particle size, shape and gradation characteristics evaluation, it is determined where the liquefable soils located at the investigation site. With calculation, it is monitoring the increment of earthquake magnitude and peak ground acceleration versus liquefaction potential changing. At the investigation site, liquefaction potential of soils has not been observed in a moment magnitude 5 and 6 generating peak ground acceleration of 0,1 g. In a moment magnitude 5 and 6 generating peak ground acceleration of 0,2 g, liquefaction potential has been widely observed in the soils media. In a moment magnitude 5 and 6 generating peak ground acceleration of 0,3 g, liquefaction potential has been observed almost all of the soils investigated.

Key Words: Soil Liquefaction, Seismic Induced Liquefaction, Liquefaction Potential, Standart Penetration Test (SPT)

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1. Efektif gerilme yaklaşımının fiziksel modeli.....	3
Şekil 2. Mino-Owari depremi sırasında ölçülmüş artık boşluk suyu basıncının değişimi	6
Şekil 3. Arazi koşullarında zamana göre deprem enerjisinin odaktan zemin yüzeyine doğru yayılımı ve sıvılaşmaya yol açan devirsel yükleme koşullarının oluşması.....	7
Şekil 4. Zemin mekaniğinde kullanılan yükleme şekilleri.....	8
Şekil 5. Zeminlerin kayma gerilmesi altında sıkışma ve genişleme davranışları.....	9
Şekil 6. Aynı efektif hücre basıncındaki gevşek ve sıkı kumlar için (a) gerilme-birim deformasyon ve (b) gerilme-boşluk oranı eğrileri.....	10
Şekil 7. Kumlarda gevşek ve sıkı hali ayıran kritik boşluk oranı	10
Şekil 8. Sıvılaşmanın genel değerlendirme aşamaları	12
Şekil 9. Sıvılaşabilir zeminlerin tane çapı aralığını gösteren granülometri eğrileri	16
Şekil 10. İnce tane oranı ve sıvılaşma kaynaklı maksimum oturma arasındaki ilişki	18
Şekil 11. Kumlarda boşluk oranı – kesme deformasyon ilişkisi.....	19
Şekil 12. Sıvılaşma riskinin rölatif sıklık oranı-boşluk oranı ve maksimum yeryüzü ivmesi ile ilişkisi	21
Şekil 13. Yatay toprak basınç katsayısının sıvılaşmaya etkisi	23
Şekil 14. (a) Zemin yüzeyinde sıvılaşma etkilerinin gözleendiği sahalarda, sıvılaşabilir tabaka kalınlığı (H_2) ile sıvılaşmaz tabaka kalınlığı (H_1) arasındaki ilişki (b) tabaka kalınlıklarının belirlenme yöntemi.....	25
Şekil 15. Moment magnitüdü (M_w) ile diğer magnitüdüler arasındaki sayısal ilişkinin grafiksel gösterimi	28
Şekil 16. Fay kırığı uzunluğuna karşılık, moment büyüklüğü ilişkisi.....	29
Şekil 17. Sıvılaşma gözlenen sahalarda sınırlayıcı dış merkez uzaklığı ile sığ depremlerin moment büyüklüğü arasındaki ilişki	30
Şekil 18. Zeminlerde şekil değiştirme seviyelerine göre mekanik davranış şekilleri	33
Şekil 19. Standart penetrasyon deneyi (SPT) şeması ve SPT kaşığı.....	36
Şekil 20. Sürtünme ceketsiz sonda (Delf konisi).....	38

Şekil 21.	Sürtünme ceketli statik sonda (Begemann konisi).....	39
Şekil 22.	Standart elektrikli sürtünme ceketli koni penetrasyon aleti.....	40
Şekil 23.	Becker sondası ve zeminden örnek alma yöntemi.....	41
Şekil 24.	Sismik kırılma yönteminin şematik gösterimi.....	44
Şekil 25.	Sismik kırılma yönteminde dalga yayılımı ve farklı tabakalarda kırılma.....	45
Şekil 26.	Sıvılaştan zeminlerde yanal yayılma; (a) hafif eğimli zemin yüzeyinde yanal yayılma, (b) serbest zemin yüzüne doğru yanal yayılma	51
Şekil 27.	1999 Kocaeli depreminde izmit körfezinde gözlenen yanal yayılma görünümleri: (a) futbol sahası, (b) çay bahçesi	52
Şekil 28.	Sıvılaşma kaynaklı kum kaynaması ve kum konilerinin oluşumu.....	53
Şekil 29.	Sıvılaşma kaynaklı kum kaynaması ve kum konileri	54
Şekil 30.	Adapazarı'nda sıvılaşma kaynaklı taşıma gücü kaybı ve farklı oturma kaynaklı devrilme	55
Şekil 31.	Sıvılaşma kaynaklı taşıma gücü kaybı sonucu toptan göçme (1964, Niigata, Japonya)	55
Şekil 32.	Sıvılaşma etkisiyle zemin yüzeyine yükselen bir kanalizasyon muayene bacası.....	56
Şekil 33.	(a) tehlike, (b) hasar görülebilirlik ve (c) risk terimlerinin fiziksel bir örnekle gösterimi	57
Şekil 34.	Sıvılaşma harita çeşitleri ve alt dalları.....	59
Şekil 35.	İstanbul ve çevresinde sıvılaşma hassaslığı olan çökelmiş zeminler haritası	59
Şekil 36.	İstanbul ve çevresindeki formasyonların sıvılaşma potansiyeli haritası	60
Şekil 37.	Zeminde maksimum kayma gerilmesinin belirlenmesi	63
Şekil 38.	Gerilme azaltma katsayısının farklı zeminlerde derinlikle değişimi....	66
Şekil 39.	SPT-N Düzeltmesinde önerilen C_R değerleri	69
Şekil 40.	M=7,5 depremde temiz kumlarda sıvılaşmaya neden olan DGO ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki	72
Şekil 41.	M=7,5 depremde siltli kumlarda sıvılaşmaya neden olan DGO ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki.....	73
Şekil 42.	Düşey efektif gerilme ve rölatif sıkılık ile K_σ 'nın belirlenmesi	77
Şekil 43.	Düşey efektif gerilme ve K_σ ilişkisi	89

Şekil 44.	Hazırlanan bilgisayar programına ait akış şeması.....	96
Şekil 45.	İnceleme alanına ait yer bulduru haritası	98
Şekil 46.	İnceleme alanı üzerinde sondaj noktalarının, kesit ve bilgilerinin yerleşimi.....	99
Şekil 47.	İnceleme alanında yapılaşmanın planlandığı alanın, sondaj noktalarının, kesit ve bilgilerinin işlendiği vaziyet planı.....	100
Şekil 48.	Doğu Karadeniz Bölgesi jeoloji haritası	101
Şekil 49.	Doğu Karadeniz Bölgesinin stratigrafik dik kesiti	103
Şekil 50.	Trabzon İlinin genel jeoloji haritası ve inceleme alanının gösterimi ...	104
Şekil 51.	İnceleme alanının jeolojik kesiti (A-A')	105
Şekil 52.	İnceleme alanının jeolojik kesiti (B-B').....	105
Şekil 53.	İnceleme alanının jeolojik kesiti (C-C').....	106
Şekil 54.	Türkiye deprem bölgeleri haritası	107
Şekil 55.	Trabzon ilinin resmi deprem bölgeleri haritası.....	108
Şekil 56.	Türkiye ve çevresi aktif fay kuşakları ve levha hareketleri.....	108
Şekil 57.	İnceleme alanı çevresindeki fay dağılımları.....	110
Şekil 58.	Doğu Karadeniz Bölgesinde kıyı hattının kuzey ve güneyinde 1900-2013 yılları arasındaki depremler.....	111
Şekil 59.	Doğu Karadeniz'de deniz içinde oluşan 1900-2013 yılları arasındaki depremler.....	111
Şekil 60.	İnceleme alanına en yakın fay hatları.....	112
Şekil 61.	Trabzon yakın çevresinde oluşan 1900-2013 yılları arasındaki depremler.....	112
Şekil 62.	İnceleme alanında yapılan sondajlardan bir görünüm.....	113
Şekil 63.	SK-3 Sondajından alınan örselenmiş numune.....	114
Şekil 64.	Zeminin D_{50} değeri açısından sınıvlaşabilirliği.....	123
Şekil 65.	Zeminin D_{10} değeri açısından sınıvlaşabilirliği.....	124
Şekil 66.	Zeminin C_U değeri açısından sınıvlaşabilirliği.....	125
Şekil 67.	Zeminin çakıl, kum ve ince tane içeriğinin grafiksel gösterimi.....	125
Şekil 68.	İnceleme alanı zeminleri granülomeri eğrilerinin, Tsuchida (1970) tarafından önerilen sınıvlaşmaya yatkın zeminlere ait granülometri eğrileri ile karşılaştırılması.....	126

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1. Kohezyonlu zeminlerde modifiye Çin kriteri.....	15
Tablo 2. Zeminlerin rölatif sıklık yüzdelerine göre sınıflandırması.....	20
Tablo 3. Sıvılaşma riskinde rölatif sıklık oranı ve maksimum yeryüzü ivmesi ilişkisi	21
Tablo 4. Arazi deneylerinin sıvılaşma araştırmalarında kullanımı açısından karşılaştırılması	49
Tablo 5. SPT düzeltme katsayıları	71
Tablo 6. İnce tane oranı ile SPT-N düzeltme katsayısının belirlenmesi	81
Tablo 7. DBYBHY (2007) göre zemin grupları ve temel fiziksel parametreleri	91
Tablo 8. DBYBHY (2007) göre yerel zemin sınıflarının tanımlanması.....	92
Tablo 9. İnceleme alanının sınır koordinatları	97
Tablo 10. İnceleme alanında yapılan sondaj çalışmalarının derinlik ve koordinat bilgileri.....	97
Tablo 11. Deprem bölgelerine göre etkin ivme aralıkları	107
Tablo 12. Çalışma alanından elde edilen ilk sondaj verileri	115
Tablo 13. SK-1-SK-9 zemin sondajlarının derinlik ve zemin cinsi bilgileri.....	117
Tablo 14. SK-10-SK-13 zemin sondajlarının derinlik ve zemin cinsi bilgileri...	118
Tablo 15. SK-1-SK-8 sondajlarından elde edilen SPT-N değerleri	119
Tablo 16. SK-9-SK-13 sondajlarından elde edilen SPT-N değerleri	120
Tablo 17. SK-1-SK-13 sondajlarından elde edilen zeminlerin w_n , γ_n değerleri..	121
Tablo 18. SK-1-SK-13 sondajlarından elde edilen zeminlerin kil+silt, kum çakıl içerikleri ve zemin sınıfları.....	121
Tablo 19. SK-1-SK-13 Sondajlarından elde edilen zeminlerin tane çap aralıkları, üniformaluk ve eğrilik katsayıları.....	122
Tablo 20. SK-1 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	128
Tablo 21. SK-2 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	130
Tablo 22. SK-3 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	132

Tablo 23.	SK-4 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	133
Tablo 24.	SK-5 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	135
Tablo 25.	SK-6 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	137
Tablo 26.	SK-7 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	139
Tablo 27.	SK-8 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	141
Tablo 28.	SK-9 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	143
Tablo 29.	SK-10 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	145
Tablo 30.	SK-11 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	147
Tablo 31.	SK-12 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	149
Tablo 32.	SK-13 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları	151

SEMBOLLER DİZİNİ

A	: Alan
a_{\max}	: Maksimum yatay yeryüzü ivmesi
C_B	: Sondaj kuyu çapı düzeltmesi
C_E	: Farklı tipte tokmak kullanımından kaynaklanan enerji düzeltmesi
C_N	: Düşey gerilme düzeltmesi
C_R	: Tij boyu düzeltmesi
C_S	: Örnek alma metodu düzeltmesi
C_U	: Üniformluk katsayısı
D_{10}	: % 10'dan geçen tane çapı
D_{50}	: % 50'dan geçen (ortalama) tane çapı
DDO	: Devirsel direnç oranı (CRR)
DGO	: Devirsel gerilme oranı (CSR)
D_r	: Zeminin rölatif sıklığı
e	: Zeminin bosluk oranı
e_{cr}	: Zeminin kritik bosluk oranı
e_{\max}	: Zeminin maksimum bosluk oranı
e_{\min}	: Zeminin minimum bosluk oranı
F	: Zemin kolonuna etkiyen yatay deprem kuvveti
FS	: Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı
f_s	: Sürtünme ceketli konide zemin yan sürtünmesi
g	: Yer çekimi ivmesi
H	: Toplam zemin profili kalınlığı
h_i	: i . alt tabaka kalınlığı
İTO	: İnce tane oranı
K_σ	: Aşırı statik düşey gerilme düzeltmesi
K_α	: Statik kayma gerilmesi düzeltmesi
LI	: Likitlik indisi
LL	: Likit limit

m	: Zemin kolonunun toplam kütlesi
m_b	: Kısa periyotlu cisim dalgası manyitüdü
m_B	: Uzun periyotlu cisim dalgası manyitüdü
M_{JMA}	: Japon meteoroloji kurumunun manyitüdü ölçeği
M_L	: Lokal veya Richter manyitüdü
M_S	: Yüzey dalgası manyitüdü
MSF	: Manyitüd düzeltme faktörü
M_W	: Moment manyitüdü cinsinden değeri
N'	: Normal kuvvet
N_1	: 1 kgf/cm ² (98 kPa) düşey gerilme için düzeltilmiş SPT darbe sayısı
$(N_1)_{60}$: % 60 enerji seviyesine göre düzeltilmiş SPT sayısı
$(N_1)_{60cs}$: % 60 enerji ve ince tane oranına göre düzeltilmiş SPT sayısı
$(N_1)_{80}$: % 80 enerji oranına sahip SPT direnci
OCR	: Aşırı konsolidasyon oranı
P_a	: Atmosferik basınç (100 kPa)
PGA	: Pik yeryüzü ivmesi
P_L	: Ondalık sayı olarak sıvılaşma olma olasılığı
q_c	: Koni penetrasyon direnci
$Q_{UÇ}$: Koni üç yükü
r_d	: Derinlik boyunca (gerilme) azaltma katsayısı
R_e	: Merkez üstüne olan mesafe
R_f	: Faya olan mesafe
r_n	: Deprem manyitüt düzeltme katsayısı
$SPT-N$: Zeminin standart penetrasyon sayısı
T	: Teğetsel kuvvet
t_n	: Şok dalgasının n. jeofona ulaştığı süre
u	: Boşluk suyu basıncı
V_n	: n. jeofonda ölçülen kayma dalga hızı
V_s^*	: i. alt tabakadaki kayma dalgası hızı
$V_{s,12m}^*$: Zeminin 12 metredeki eşdeğer toplam kayma dalgası hızı
W	: Zemin kolonunun toplam ağırlığı
w_n	: Zeminin doğal su muhtevası
X_n	: Sismik kaynakla n. jeofon arası mesafe

z	: Zemin yüzeyinden itibaren derinlik
Φ	: Standart kümülatif normal dağılım fonksiyonu
σ_{VO}	: Toplam düşey gerilme
σ'_{VO}	: Toplam düşey efektif gerilme
τ'	: Efektif kayma gerilmesi
ϕ'	: Efektif içsel sürtünme açısı
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
γ_n	: Zeminin doğal birim hacim ağırlığı
τ	: Kayma gerilmesi
τ_d	: Eşdeğer devirsel kayma gerilmesi
σ_d	: Belirli bir derinlikteki devirsel düşey gerilme
σ'_c	: Belirli bir derinlikteki zemine etki eden çevre basıncı
ΔN_f	: İnce tane oranına göre kullanılan düzeltme katsayısı
$\Delta(N_1)_{60cs}$: İnce tane oranına göre düzeltme terimi

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Tüm dünyada zemin mekaniğinin kurucusu olarak anılan Karl Terzaghi (1883-1963), yaşamının bir kısmını geçirdiği ve en önemli araştırmalarını yaptığı İstanbul Teknik Üniversitesi (İstanbul Yüksek Mühendis Mektebi, 1916-1918) ve Boğaziçi Üniversitesinde, (Robert Kolej, 1918-1925) modern zemin mekaniğinin ilk teorilerini geliştirmiştir. Terzaghi'nin araştırmalarının diğer birçoğu yanında en önemli sonucu, zeminlerde efektif gerilme ve boşluk suyu basıncı arasındaki ilişkiyi ortaya koymasındadır. Zemini etkileyen toplam basıncın, zeminde taneler arasında meydana gelen efektif gerilme ile su basıncının toplamıyla karşılanacağını ifade eden bu ilişki, inşaat mühendisliğinde “efektif gerilme” prensibi olarak anılmaktadır (Özüdoğru, 2003).

Zemin mekaniği ve temel mühendisliği veya diğer adıyla Geoteknik Mühendisliği'nin bir alt disiplini de Geoteknik Deprem Mühendisliğidir. Deprem vb. kuvvetli sismik etkiler altında zeminlerin özelliklerini, davranışlarını inceleyen Geoteknik Deprem Mühendisliğinin en önemli ve en karmaşık konularından biri olan ve oluşumu büyük ölçüde Terzaghi'nin ortaya koyduğu efektif gerilme prensibi ile açıklanan zeminlerde sıvılaşma konusudur.

Sıvılaşma kavramı ilk olarak 1930'lu yılların sonlarında Casagrande tarafından ortaya atılmıştır (Day, 2002). Ancak zeminlerde sıvılaşma ve yıkıcı etkilerinin farkındalığı konusundaki ilk ve en önemli uyanış, aynı yılda oluşan çok yıkıcı iki deprem olan 1964 Niigata (Japonya, $M_s:7,5$) ve 1964 Büyük Alaska (ABD, $M_w:9,2$) depremleriyle olmuştur. Bu depremlerde sismik kaynaklı olarak gelişen sıvılaşmanın çok çarpıcı örnekleri gözlenmiş ve kritik öneme sahip yapıların (örneğin; nükleer santraller, büyük toprak dolgu barajlar vb.) sıvılaşma ihtimaline göre tasarımı, ciddi bir mühendislik problemi olarak algılanmıştır (Kramer, 1996; Seed vd., 2001; Tezcan ve Özdemir, 2004). Sonraki yıllarda oluşan, San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Kobe (1995), Kocaeli (1999), Chi-Chi (1999), Pakistan (2005) vb. büyük depremlerde sıvılaşmanın tipik zararlı etkileri olan şev kaymaları, kum kaynamaları, yanal yayılmalar, gömülü yapıların (yeraltındaki boru hatları, tesisat bacaları, gömülü depolar vb.) hasarı, taşıma gücü kaybı ve toptan göçme vb. etkiler

görülmüş, bu ve benzeri tecrübelerle zeminlerde sıvılaşma, kapsamı gittikçe genişleyen ve üzerinde daha çok durulan bir konu haline gelmiştir.

1.2. Zeminlerde Sıvılaşmanın Tarihsel Gelişimi ve Efektif Gerilmeyle İlişkisi

Zemin ortamda efektif gerilme, taneler arasındaki temas noktaları veya alanları ile taşınan ortalama gerilme olarak düşünülür. Bu gerilme, taneler arasındaki gerçek temas (değme) gerilmelerinden daha küçüktür. Birçok durumda; zemin davranışında (oturma, kayma direnci vb.) toplam değil, efektif gerilme rol oynamaktadır (Uzuner, 2012). Zeminlerde sıvılaşma, büyük ölçüde efektif gerilme ve ona bağlı olarak da efektif kayma gerilmesi prensibi ile açıklanmaktadır.

Terzaghi (1925) suya doymun zeminlerde, zemin ortam içerisindeki bir “o” noktasındaki efektif gerilmeyi, efektif gerilme prensibi adı altında bağıntı (1) ile tanımlamıştır.

$$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo} + u \quad (1)$$

Burada;

σ_{vo} : Toplam düşey (normal) gerilme

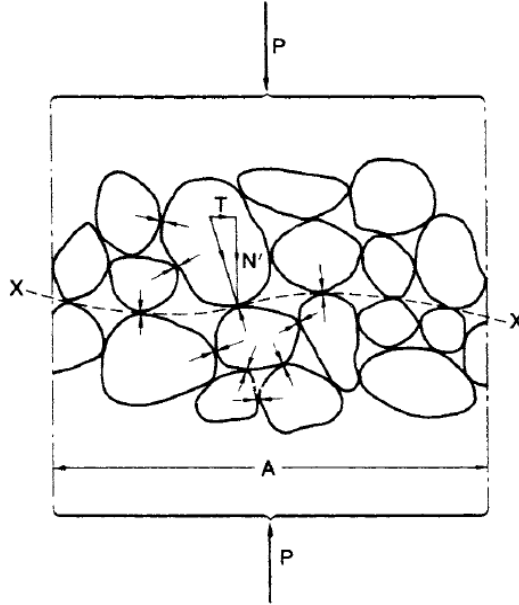
σ'_{vo} : Toplam düşey (normal) efektif gerilme

u : Boşluk suyu basıncıdır.

Farklı yükleme koşullarında ve drenajsız ortamda zeminde boşluk suyu basınç artışı, hem teorik hem de deneysel zemin mekaniği açısından oldukça önemli bir konudur. Yüklemenin oldukça yavaş ve yeterince uzun zamana yayıldığı durumda boşluk suyu zeminden tahliye olur ve teorik olarak boşluk suyu basınç artışı gözlenmez. Ancak zeminin geçirgenlik katsayısı düşük ve yükleme hızlı ise boşluk suyunun tahliye olması için gerekli süre yetersiz kalarak, zeminde hızlı ve aşırı boşluk suyu artışları görülür (Das, 2008).

Şekil 1’de efektif gerilme yaklaşımının tanımlayıcı genel bir fiziksel şekli görülmektedir. Bu şekilde, tamamen suya doymun olan zemin ortamda taneler arası yük transferinin, tanelerin birbirine temas yüzeylerinden olduğunu kabul edelim. Tanelerin birbirlerine temas ettiği noktalardan alınan eğrisel x-x kesiti, (zemin ortamın tümüne göre

tanelerin oldukça küçük oldukları düşünülürse) düzlem şeklinde düşünülebilir. “A” alanına etkiyen düşey yük “P” ise, kısmen boşluk suyu kısmen de zemin taneleri tarafından karşılanmaktadır.



Şekil 1. Efektif gerilme yaklaşımının fiziksel modeli (Craig, 2004).

Genel olarak her bir temas noktasındaki gerilme düşey (normal) ve yatay (teğetsel) olmak üzere iki bileşene (N' , T) ayrılabilir. Efektif normal gerilme bağıntı (2)'de görülen şekilde temas noktalarındaki tüm düşey yüklerin A alanına bölünmesi ile elde edilebilir.

$$\sigma'_{vo} = \frac{\sum N'}{A} \quad (2)$$

Zemindeki toplam normal gerilme bağıntı (3) ile belirlenmektedir.

$$\sigma_{vo} = \frac{P}{A} \quad (3)$$

Taneler arasındaki temasın yalnızca tanelerin birbirine değdiği noktalardan olduğunu kabul ettiğimizden, boşluksuyu basıncı A alanındaki tüm düzleme (x-x) etki edecektir.

Dolayısı ile x-x kesitindeki düşey denge denklemi bağıntı (4)'de görülen şekle dönüşmektedir.

$$P = \sum N' + u.A \quad (4)$$

Denklemin her iki tarafını A alanına bölersek bağıntı (5) elde edilir.

$$\frac{P}{A} = \frac{\sum N'}{A} + \frac{u.A}{A} \quad (5)$$

Bağıntı (5)'in sadeleşmiş şekli ile bağıntı (6)'da görülen zeminde efektif gerilmenin genel klasik denklemi elde edilmiş olur.

$$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo} + u \quad (6)$$

Bu temel bilgilerden sonra, ilk kez statik yüklem altında zeminlerin sıvılaşması kavramı Mohr-Coulomb eşitliğinden yararlanarak (sıvılaşma terimini kullanmadan) Casagrande'nin 1930'lu yıllarda yaptığı ve bugün zemin mekaniği ile ilgilenen hemen herkesin bildiği zeminlerdeki normal gerilmeye dayalı olarak, bağıntı (7)'de görülen şekilde hesaplanan "efektif kayma gerilmesi" ile açıklanmıştır (Tezcan ve Özdemir, 2004). Daha sonraları devirsel yüklemeler altında oluşan sıvılaşma olgusunun açıklanması ve hesaplanabilmesi için yeni bakış açıları da geliştirilmiştir.

$$\tau' = (\sigma_{vo} - u) \tan \phi' = \sigma'_v \tan \phi' \quad (7)$$

Burada;

τ' : Efektif kayma gerilmesi

σ_{vo} : Toplam düşey gerilme

σ'_{vo} : Toplam düşey efektif gerilme

u : Boşluk suyu basıncı

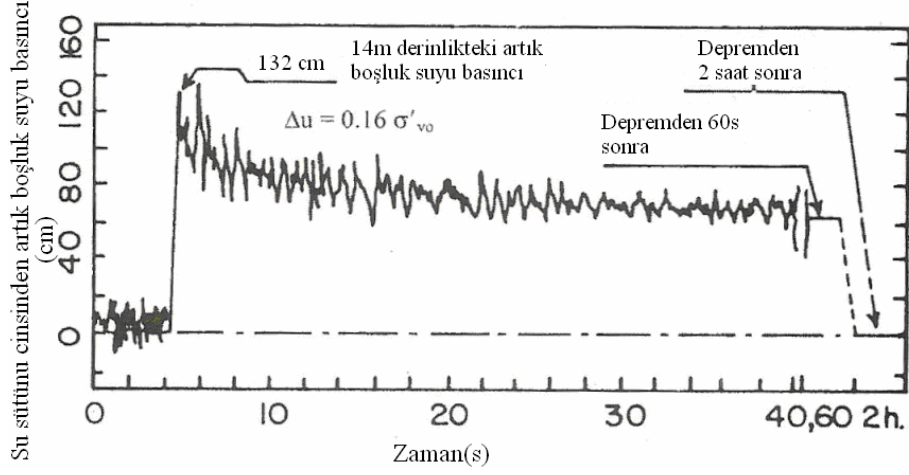
ϕ' : Efektif içsel sürtünme açısıdır.

Sıvılaşma terimi tarihsel olarak literatürde ilk defa Mogami ve Kubo (1953) tarafından kohezyonsuz zeminlerde drenajsız şartlardaki tekdüze, dengesiz ve tekrarlı (çevrimli, devirsel) örselenmelerden kaynaklanan zemin deformasyonları ile ilgili değişik olayları nitelenmek için kullanılmıştır (Kramer, 1996).

Genel olarak sıvılaşma taneli bir zeminin artan boşluk suyu basıncı ve bunun etkisiyle azalan efektif gerilme sonucu katı durumdan sıvı duruma dönüşmesi (sıvı gibi davranması) ve taşıma gücünü kaybetmesi olarak tanımlanabilmektedir. Boşluk suyu basınç artışı, devirsel (çevrimli) kayma şekil değiştirmelerine maruz kalan taneli zeminin sıkışma eğiliminden kaynaklanmaktadır. Yüklemenin hızlı olmasından dolayı, boşluk suyu zemin ortamdaki dışarı çıkamamakta ve sıkışmaya zorlanan suda (suyun teorik olarak sıkışmaz olduğu kabulü ile) basınç artışları meydana gelmektedir (Özaydın, 2007). Bunun yanında çeşitli araştırmacılar (Ishihara, 1985; Seed ve Idriss, 1982 vb.) sıvılaşmayı birbirine çok benzer şekilde tanımlamışlardır.

Sismik etkiler altında oluşan zemin sıvılaşmalarında, temiz kumların sıvılaşabilirliği uzun zamandan beri bilinmektedir. Ancak siltli zeminler, siltli/killi zeminler ile iri taneli kaba çakıllı zeminler ve kaba kaya parçalarından oluşan dolguların sıvılaşma potansiyeli konusunda halen belirgin bir karışıklık ve tartışma mevcuttur. İri taneli çakıllı zeminlerin devirsel gerilme altında sıvılaşabilirliği, kumların bu yükler altındaki davranışlarından çok fazla farklılık göstermemekte ve potansiyel olarak sıvılaşabilir kabul edilmektedir. Ancak ince taneli (kohezyonlu) silt ve kil karışımlarının sıvılaşma potansiyeli birçok ulusal ve uluslararası toplantıda tartışılmış ve halen de tartışılmaya devam edilmektedir. Genel anlamda bu zeminlerin potansiyel olarak sıvılaşabilirliği bilinse de, tam anlamıyla görüş birliği sağlanamamıştır (Seed vd., 2001; Çetin ve Unutmaz, 2004).

Suya doymuş taneli zeminlerde deprem nedeniyle oluşan boşluk suyu basınç artışını gösteren klasikleşmiş bir örnek Şekil 2’de görülmektedir. Şekil 2’de, 25 Eylül 1980 Mino-Owari (Japonya) depreminde zemin yüzeyinden 14 m derinde bulunan siltli kum tabakasına gömülen bir piezometre ve zemin yüzeyinde bulunan kuvvetli yer hareketi ivmeölçeri ile zemindeki boşluk suyu basıncının ve ivme ile gelişimi görülmektedir. Deprem esnasında ölçülen maksimum ivme 0,10 g ve ölçülen maksimum boşluk suyu basıncı ise 132 cm su sütunudur. Bu boşluk suyu basıncı değeri, ölçülen derinlikteki düşey efektif gerilmenin %16’sı ($\Delta u = 0.16\sigma'_{vo}$) olup, sarsıntı süresince azalan boşluk suyu basıncının depremin bitmesinden ancak 2 saat sonra sıfıra ulaştığı (sönümlendiği) görülmektedir.



Şekil 2. Mino-Owari depremi sırasında ölçülmüş artık boşluk suyu basıncının değişimi (Ishihara,1981).

Bu şekilde artık boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesinin uzun sürmesi, zaten dayanımını önemli oranda kaybeden zeminin, daha büyük deformasyonlara maruz kalmasını sağlamakta ve zemin üzerindeki yapıları olumsuz yönde etkileyerek hasar görmelerine neden olmaktadır.

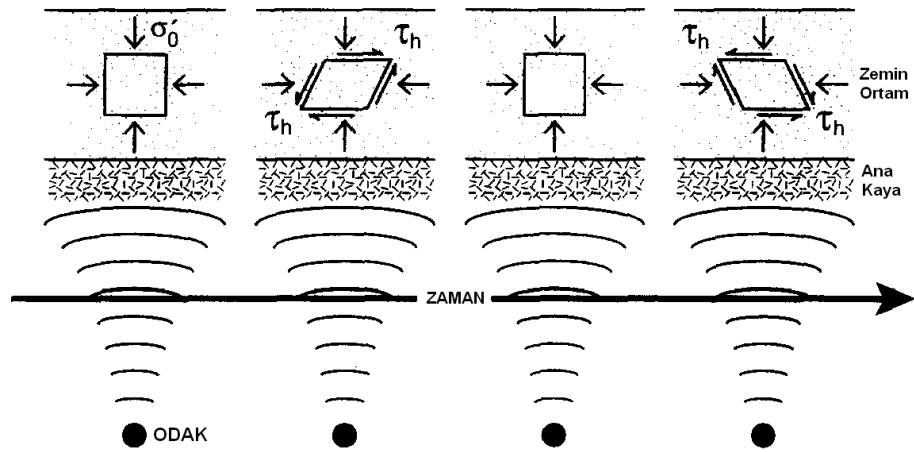
1.3. Sıvılaşmanın Fiziksel Süreci ve Tanımlayıcı Kavramlar

Sıvılaşmanın tanımlanmasında birbirinden farklı terimler ve tanımlar kullanılmıştır. Ancak bunlardan bazıları neredeyse tüm araştırmacılar tarafından kabul görmüş ve diğer fiziksel tanımlamaları yaparken de kullanılmaktadır. Bunlardan genel olarak fiziksel ifadelerde de kullanılacak olan çeşitli kavram ve terimler aşağıda kısaca açıklanmıştır.

1.3.1. Sıvılaşabilen Zeminlerde Kayma Mukavemeti ve Sıvılaşmaya Etkisi

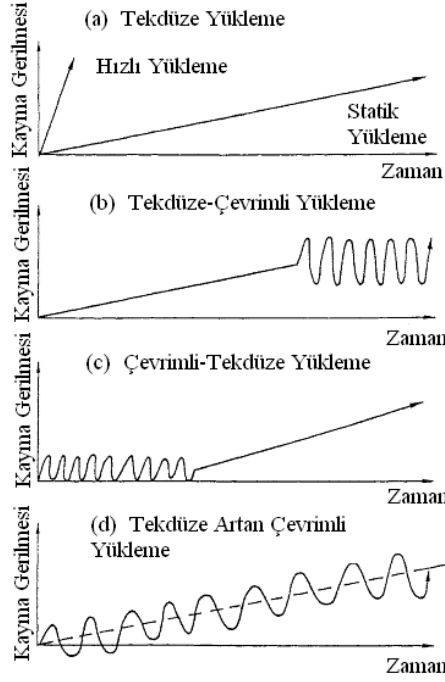
Zeminlerin dinamik yükleme altındaki davranışlarının statik yükleme altındaki davranışlarından farklı olabileceği, sıvılaşma ve ilgili kavramların açıklanmasında en çok karşılaşılan durumlardan birisidir. Statik koşullarda herhangi bir zemin-yapı problemi olmadan stabil halde ki zemin ortamın gerilme durumu, devirsel yükleme altında veya değişen gerilme-şekil değiştirme ilişkileriyle birlikte ani farklılıklar göstermekte ve zemin ortamda beklenmeyen durumlar gelişebilmektedir.

Kuvvetli yer hareketleri etkisiyle zeminde oluşan kayma gerilmelerinin gelişimi Şekil 3’de görülmektedir. Yer kabuğunda deprem etkisi ile oluşan kayma dalgalarının çeşitli şekillerde zemin ortama etkimesi ile farklı fiziksel özelliklere sahip kayma gerilmeleri oluşmaktadır. Bu kayma gerilmeleri ve kayma gerilmelerine bağlı olarak oluşan deformasyonlar sonucunda sıklıkla duyarlı zeminlerde sıvılaşma ortaya çıkmaktadır.



Şekil 3. Arazi koşullarında zamana göre deprem enerjisinin odaktan zemin yüzeyine doğru yayılımı ve sıvılaşmaya yol açan devirsel yükleme koşullarının oluşması (Obermeier, 1996).

Zemin mekaniğinde zeminlerin yük altındaki davranışlarını modellemek için kullanılan farklı yükleme şekilleri Şekil 4’de görülmektedir. Farklı yükleme ve zaman özelliklerinde zeminde kayma gerilmeleri değişmekte ve buna bağlı olarak kayma gerilmelerinin zeminde oluşturduğu şekil değiştirme oranları da değişmektedir (Ishihara, 1996).



Şekil 4. Zemin mekaniğinde kullanılan yükleme şekilleri (Ishihara, 1996).

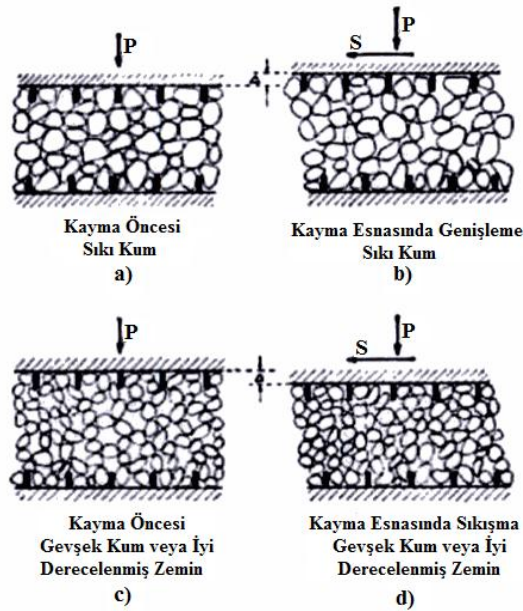
Ayrıca zeminin gerilme geçmişi açıklamada veya deneysel olarak incelemede, gerilme izi kavramı sıklıkla kullanılmaktadır. Asal gerilmeler farkı $(\sigma_1 - \sigma_3)$, deviatör gerilme olarak adlandırılır. Gerilme izi $(\sigma - \tau)$ eksen takımında maksimum kayma gerilmesi noktalarını birbirine bağlayan çizgi olarak bilinmekte ve yatayda p $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2]$ ve düşeyde q $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2]$ eksenleri ile temsil edilmektedir. Gerilme izi yöntemi, düşey ve yatay gerilmelerin asal gerilmeler olduğu durumlarda kullanılır. Bu durumda $\sigma_1 = \sigma_v$ ve $\sigma_3 = \sigma_H$ olarak değerlendirilir. Toplam gerilme izi $p - q$ veya efektif gerilme izi $p' - q'$ veya $q - p'$ olarak iki farklı gerilme izi şeklinde çizilebilir (Uzuner, 2012).

1.3.2. Zeminlerde Sıvılaşmanın Başlangıç Şartları

Bir zeminin sıvılaşmaya karşı hassas olması, belirli bir depremin meydana gelmesiyle bu zeminde sıvılaşma görüleceği manasına gelmemektedir. Sıvılaşmanın oluşabilmesi için yeterince güçlü bir zorlama veya tetikleme gerekir. Bu zorlanmanın

yapısının değerlendirilmesi, sıvılaşma tehlike analizinin önemli bölümlerinden biridir (Kramer, 1996).

Zemin ortamda deformasyonlar, sabit bir düşey efektif gerilme ve kayma gerilmesi altında, sabit hacimde ve şekil değiştirme hızında meydana geliyorsa, zeminin kararlı durumda olduğu kabul edilir. Kararlı durumu oluşturan bu deformasyonların sona ermesi ile zemin ortamının kararlı durumu sona ermiş olarak değerlendirilmektedir. Drenajlı veya drenajsız şekilde ve tekdüze veya devirsel yüklemeler altında zeminde kararlı durum oluşabilir (Castro ve Poulos, 1977; Poulos, 1981). Zeminlerin kayma gerilmesi altındaki davranışları Şekil 5’de görülmektedir.

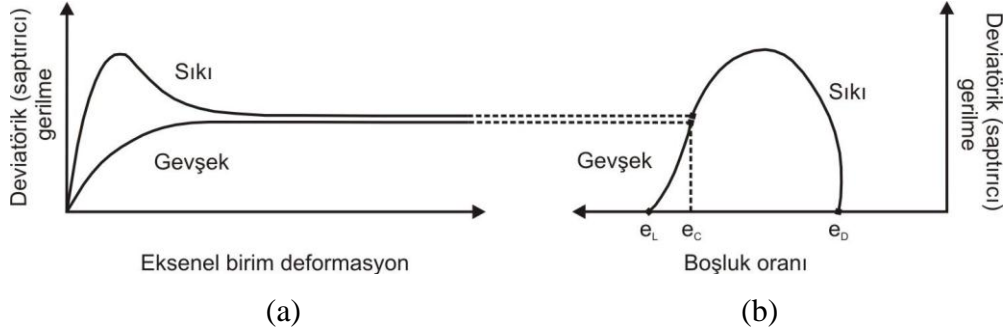


Şekil 5. Zeminlerin kayma gerilmesi altında sıkışma ve genişleme davranışları (Casagrande, 1936).

Zemin ortamda sıvılaşmanın başlangıcına yönelik birçok teori ve yaklaşım mevcuttur. Kramer (1996) ve Kramer ve Elgamal (2001) bunlardan en çok kabul gören yaklaşımları akma sıvılaşması, sınırlı sıvılaşma ve devirsel hareketlilik başlıkları altında değerlendirmiştir.

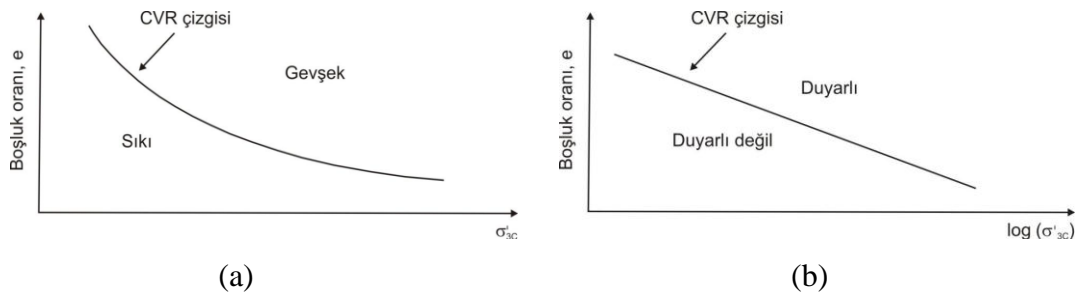
Casagrande (1936), drenajlı ve şekil değiştirme kontrollü üç eksenli basınç deneyleri sonucunda, aynı düşey gerilme altında başlangıçta gevşek ve sıkı numuneler kayma gerilme etkisi ile büyük şekil değiştirmeler yaptığında aynı sıklık oranına doğru yaklaşmakta olduğunu tespit etmiştir. Bu kritik durumdaki zeminin sıklığını belirleyen

boşluk oranına “Kritik Boşluk Oranı” adı verilmektedir (Kramer, 1996). Gevşek ve sıkı kumların gerilme altında deformasyon ve boşluk oranı değişimi Şekil 6’da görülmektedir.



Şekil 6. Aynı efektif hücre basıncındaki gevşek ve sıkı kumlar için (a) gerilme-birim deformasyon ve (b) gerilme-boşluk oranı eğrileri (Kramer, 1996).

Casagrande (1936) farklı efektif gerilmeler altında yapılan deneylerle kritik boşluk oranının efektif normal gerilme ile değiştiğini göstermiştir. Düşey efektif gerilmelere karşılık gelen kritik boşluk oranları birleştiğinde, Şekil 7’de görülen kritik boşluk oranı çizgisi (CVR) elde edilmektedir. Bu kritik boşluk oranı çizgisi, zeminin genişleme veya sıkışma davranışını birbirlerinden ayıran bir sınırı teşkil etmektedir. Şekil 7’de görülen kritik boşluk oranı çizgisinin üzerinde kalan zeminler sıkışma eğilimi gösterirken, altında kalan zeminler ise ayrılma (genişleme) eğilimi göstermektedir (Kramer, 1996).



Şekil 7. Kumlarda gevşek ve sıkı hali ayıran kritik boşluk oranı (a) eğrisi (aritmetik eksen) (b) doğrusu (logaritmik eksen) (Kramer, 1996).

1.3.2.1. Akma Sıvılaşması

Zeminde mevcut olan statik denge durumundaki kayma gerilmesinin, zeminin artık (rezidüel) kayma mukavemetinden (kısaca sıvılaşmış zeminin kayma mukavemeti) büyük olması durumunda, tekdüze veya devirsel bir yükleme altında zeminde oluşacak olan sıvılaşma şekli “akma sıvılaşması” olarak adlandırılmaktadır. Akma sıvılaşması, düşük artık dayanımlı gevşek zeminlerde oluşmaktadır. Akma sıvılaşması hali pratikte çok nadir görülmekte ancak oldukça ağır hasarlar verebilmektedir (Kramer ve Elgamel, 2001).

1.3.2.2. Sınırlı Sıvılaşma

Orta sıkı zeminler başlangıçta gevşek zeminlerle aynı davranışı yani sıkışma eğilimini gösterirken, zemin daha sonra farklı olarak genişleme davranışı göstermektedir. Bu sıvılaşma tipi “sınırlı sıvılaşma” olarak adlandırılmaktadır (Kramer ve Elgamel, 2001).

1.3.2.3. Devirsel Hareketlilik

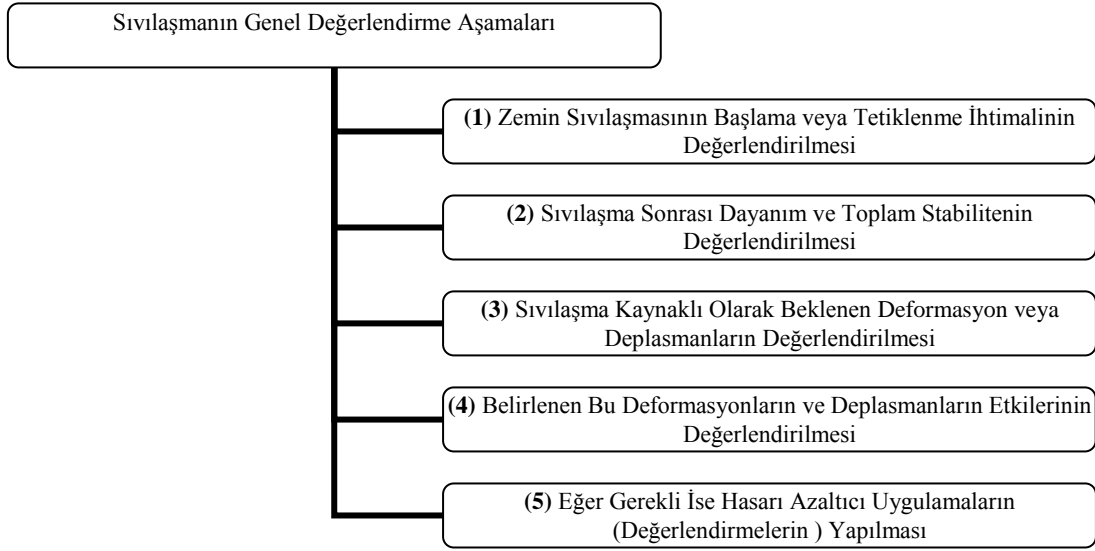
Devirsel kayma gerilmesi etkisiyle zeminde oluşan aşırı boşluk suyu basıncıyla, rezidüel kayma dayanımının statik denge koşullarındaki kayma dayanımından büyük olduğu durumlarda görülmektedir. Devirsel hareketlilik arazi koşullarında sıklıkla “yanal yayılma” şeklinde görülür. Oldukça sıkı durumdan gevşeye kadar çeşitli zeminlerde görülebilmektedir. Devirsel hareketlilik sonucunda oluşan aşırı boşluk suyu basınçları zemin tanelerinin yeniden dizilimini sağlar ve boşluk oranını değiştirir. Bu durum, devirsel hareketliliğin deprem sarsıntısının bitmesinden sonra da gerçekleşebilmesini sağlamaktadır (Kramer ve Elgamel, 2001).

1.4. Zeminlerde Sıvılaşmanın Genel Değerlendirme Aşamaları

Zemin sıvılaşmasını inceleyen Geoteknik Mühendisliğinin bir alt dalı olarak adlandırılabilen “zemin sıvılaşma mühendisliği”, yarı olgunlaşmış ve de uygulamada kendi özel kuralları olan bir alan olarak karşımıza çıkmaktadır (Seed vd., 2001). Zeminlerde

sıvılaşma olgusunun incelenmesi, fiziksel sürecin öncesini ve sonrasını ilgilendiren birçok uygulama ve değerlendirme aşamasına sahiptir (Çetin ve Unutmaz, 2004).

Zeminlerde sıvılaşma, Şekil 8’de görüldüğü gibi birbirinden ayrılamayan birçok alt başlık altında değerlendirilmektedir.



Şekil 8. Sıvılaşmanın genel değerlendirme aşamaları (Seed vd., 2003).

Zeminlerde sıvılaşmanın değerlendirilmesinde ilk adım **(1)** zeminin sıvılaşma potansiyeli ya da riskinin belirlenmesidir. Zemin sıvılaşmasının önemli bir potansiyel risk yada hasar sebebi olabileceğinin belirlenmesinden sonraki aşama, sıvılaşma sonuçlarının belirlenmesidir. Bu aşama **(2)** sıvılaşma sonrası zemin dayanımının belirlenmesine ek olarak, sıvılaşma sonrası genel stabilitenin (arazinin ve/veya yapının) incelenmesini de içermektedir. Eğer sıvılaşma sonrası genel stabilite kabul edilebilir seviyelerde ise bir sonraki aşama **(3)** deformasyonların belirlenmesidir. Bu aşama uygulamanın zayıf noktası olmaya devam etmekte ve yeni mühendislik metotlarının geliştirilmesi ve test edilmesine ihtiyaç duyulmaktadır. Benzer olarak **(4)** sıvılaşma sonucunda oluşan temel deformasyonlarının yapı davranışına etkisi, kabul edilebilir deformasyon ve davranış kriterleri konularında da genel görüş birliği oluşmamıştır. Son olarak mühendislik tasarımlarında kabul edilebilir zemin ve/veya yapı davranışının, mevcut koşullar altında sağlanamadığı durumlarda **(5)** aşamasında zemin ve/veya yapı iyileştirmeleri gerekmektedir. Bu alan da oldukça hızlı ilerleyen, ancak henüz genel görüş birliğinin oluşmadığı bir konudur (Çetin ve Unutmaz, 2004; Seed vd., 2001).

1.5. Sıvılaşmayı Etkileyen Fiziksel Parametreler

1.5.1. Sıvılaşmayı Etkileyen Zemin Özellikleri

1.5.1.1. Zemin Cinsi

Zeminlerde sıvılaşma analizinin ilk adımı, söz konusu zemin profilinde potansiyel olarak sıvılaşacak zemin tabakalarının bulunup bulunmadığının belirlenmesidir. Bunun için hangi zeminlerin sıvılaşabilir olduğunun bilinmesi gereklidir (Çetin ve Unutmaz, 2004).

Sıvılaşan tabakanın zemin cinsinin belirlenmesinin en basit yolu, sıvılaşma kaynaklı oluşan kum kaynamalarında yüzeyde biriken (kum konilerinde) zemin cinsinin incelenmesidir. Sıvılaşmanın tanımında da belirtildiği gibi kohezyonsuz (iri taneli) zeminlerin, sıvılaşmaya yatkın zeminler olduğu uzun yıllardır bilinmektedir.

İnce taneli, kohezyonlu, silt ve kil karışımlarının sıvılaşp sıvılaşmayacağı birçok ulusal ve uluslararası toplantıda tartışılmıştır ve tartışılmaya devam edilmektedir. Bu konudaki görüş ayrılığı, sıvılaşma teriminin tanımındaki farklılıklardan kaynaklanmaktadır (Çetin ve Unutmaz, 2004). Kohezyonsuz ve plastik olmayan iri silt taneleri sıvılaşmaya yatkındır. Hassas ve yumuşak killer sıvılaşmaya yatkın zeminlerdekine benzer birim deformasyon yumuşaması gösterirler (Kramer, 1996). Ancak kil ve killi zeminlerin genel olarak sıvılaşmaya yatkın olmadığı kabul edilmektedir (Özaydın, 2007).

Literatürde çakıllı zeminlerde de sıvılaşmanın oluşabildiği farklı araştırmacılar tarafından gösterilmiştir (Yoshimi ve Kuwabara, 1973; Harder ve Seed, 1986). Çakıllı zeminlerde de sıvılaşmanın görülmesi, sıvılaşmaya yatkın zeminlerin genel olarak kohezyonsuz (plastik olmayan) zeminler olarak tanımlanmasını sağlamıştır (Kumar, 2008; Day, 2002). Kendinden daha az geçirimli tabakalar arasında sıkıştığında, ince taneli plastik olmayan malzemelerin çakıllı tanelerin boşluklarını doldurduğu durumlarda ya da tabakanın oldukça kalın ve buna bağlı olarak drenaj mesafesinin uzun olduğu durumlarda; deprem yükleri altında iri taneli zeminlerin yüksek geçirimlilik avantajı bozulabilir. Bu gibi durumlarda iri taneli malzemelerin de sıvılaşabileceği bilinmektedir (Çetin ve Unutmaz, 2004).

Kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşmaya yatkınlıklarına göre az yatkından çok yatkına göre genel sıralaması; temiz kumlar, plastik olmayan siltli kumlar, plastik olmayan silt ve çakıllardır (Day, 2002; Özaydın, 2007).

Kohezyonlu zeminlerin ise büyük çoğunluğunun depremler sırasında sıvılaşmayacağı çeşitli laboratuvar deneylerinde tespit edilmiş ve genel manada sıvılaşmaz olarak kabul edilmişlerdir (Seed vd., 1983). Bununla beraber yukarıda bahsedildiği gibi, bazı durumlarda kohezyonlu zeminlerin de sıvılaşmaya yatkın olduğu da bilinmektedir. Kohezyonlu zeminlerin sıvılaşabilirlik koşullarının tespiti için farklı araştırmacılar çeşitli yöntemler ve kriterler geliştirmiştir (Day, 2002).

Düşük plastisiteli ince taneli zeminlerin sıvılaşabilirliği için ilk olarak Wang (1979) tarafından geliştirilen ve yaygın olarak başvurulan yöntem olan “Çin Kriteri” dir. Çin Kriterinde;

- i. Zeminin kil yüzdesi $< \%15$ (Kil $D=0,005$ mm den geçen zemin olarak belirlenir.)
- ii. $LL < \%35$
- iii. Doğal su muhtevası $w_n \geq 0,90.LL$

koşullarının her üçünün de sağlanması durumundan ince taneli zeminlerin sıvılaşmaya yatkınlığından söz edilebilmektedir (Wang, 1979; Tezcan ve Özdemir, 2004).

Bu ilk Çin Kriterinden (Wang, 1979) sonra, çeşitli araştırmacılar (Wang, 1981; Seed ve Idriss, 1982; Andrews ve Martin, 2000) bu kriteri temel alan bazı yeni kriterler geliştirmişlerdir.

Bunlardan Seed ve Idriss (1982) tarafından geliştirilen Çin Kriterinde, Wang’ın (1979) önerisindeki sınır değerler kısmen değiştirilmiştir. Seed ve Idriss’e (1982)göre;

- i. Zeminin kil yüzdesi $\leq \%15$ (Kil $D=0,005$ mm den geçen zemin olarak belirlenir.)
- ii. $LL \leq \%35$
- iii. Doğal su muhtevası $w_n \geq 0,90.LL$

koşullarının her üçünün de sağlanması durumundan ince taneli zeminlerin sıvılaşmaya yatkınlığından söz edilebilmektedir.

Ayrıca bu konuda çok yaygın olarak kullanılan diğer bir kriter de “Modifiye Çin Kriteri” olarak adlandırılan, Andrews ve Martin (2000) tarafından önerilen ve detayları Tablo 1’de görülen kriterdir.

Tablo 1. Kohezyonlu zeminlerde modifiye çin kriteri (Andrews ve Martin, 2000).

	Likit Limit (LL) < %32	Likit Limit (LL) ≥ %32
Kil Oranı (<D=0,002 mm) <%10	Potansiyel Sıvılaşabilir	İleri Çalışma Gerektirir (Plastik kil dışında ve bu boyutta tane olduğu düşünülerek-Mika gibi)
Kil Oranı (<D=0,002 mm) ≥%10	İleri Çalışma Gerektirir (Plastik olmayan kil boyutlu tane olduğu düşünülerek-maden veya ocak atığı gibi)	Sıvılaşmaz

1999 Kocaeli depreminden sonra Adapazarı siltlerinin incelendiği araştırmalarda, Önalp ve Arel (2002) Çin kriterinin $LL < \%30$, Kil oranının $< \%10$, $w_n > LL$ ve LI (Likitlik İndisi) $< \%1$ olarak uygulanabileceğini belirtmiştir. Önalp vd., (2006) ise $LL < \%33$, Kil oranının $< \%10$, $LI < \%0,90$ ve $D_{50} = 0,02$ mm olarak uygulanmasını önermişlerdir (Özaydın, 2007).

Bu konuda farklı kriterlerin önerilmesinin nedeni, her zemin koşulunda, her bir kriterin her zaman doğru sonuç vermemesidir. Örneğin, Bray vd., (2004) 1999 Kocaeli depreminde Adapazarı’nda Çin Kriterine göre sıvılaşması mümkün olmayan zeminlerin de sıvılaşabileceğini göstermişlerdir.

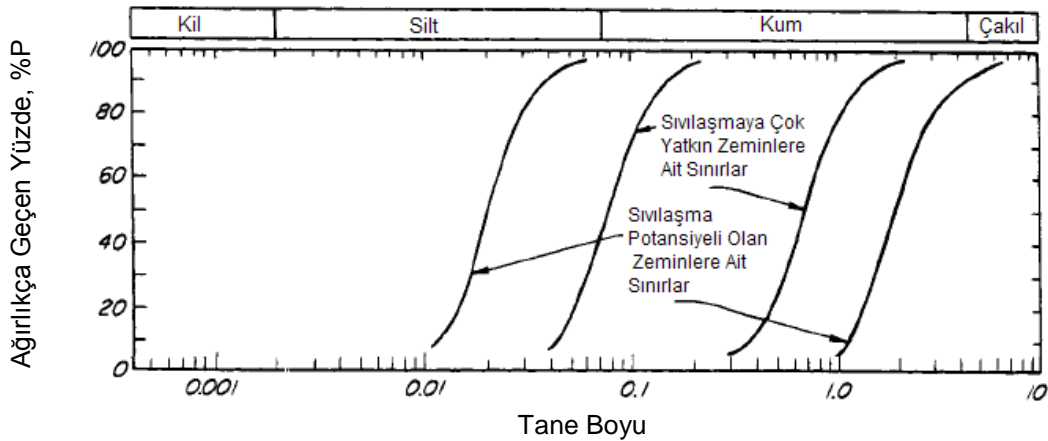
1.5.1.2. Zeminin Tane Boyu, Dağılımı ve Şekli

Sıvılaşma, tekrarlı yüklemeler altında oluşan artık boşluk suyu basınçları sonucu meydana geldiği için, zeminin hacim değişim potansiyeli ve su geçirgenliği üzerinde etkisi olduğu bilinen tane boyu ve dağılım özellikleri, zeminin sıvılaşabilirliğinin değerlendirilmesinde önemli bir yer tutmaktadır (Özaydın, 2007).

Taneli zeminlerde, yuvarlak veya yarı yuvarlak taneler, köşeli tanelere göre sıvılaşmaya daha yatkındır (Kramer, 1996; Day, 2002). Yuvarlak taneli zeminlerdeki tanelerin birbirleri ile olan temas azlığı yeniden dizilimi kolaylaştırmaktadır. Köşeli taneli zeminlerde ise, yükleme altında tanelerin birbirlerine kısmen çarpması ile taneler arası temas kuvveti ve gerilme kolayca kaybolmamaktadır (Terzaghi vd., 1996). Alüvyon zeminlerde gevşek (boşluklu) çökme halinin ve yuvarlak taneli zeminlerin bol olması sıvılaşmaya yatkınlığı arttırmaktadır (Kramer, 1996; Kumar, 2008).

Hidrolik dolgular (su altında yapılan yapay dolgular), gevşek ve ayrılmış zemin yapılarından dolayı sıvılaşmaya duyarlıdır (Kumar, 2008). İnce siltler, yassı veya levha şeklinde olanlar sıvılaşmayı engelleyecek ölçüde kohezyon mevcuttur (Kramer, 1996). Tane boyutunun küçülmesi kohezyonsuz zeminlerde sıvılaşma riskini arttırmaktadır. Buna göre ince kumlar kaba kumlara kıyasla sıvılaşmaya daha yatkındır (Tonaroğlu, 2006).

Tsuchida (1970) tarafından önerilen, sıvılaşabilir zeminlerde tane çapı aralıklarını gösteren (zarf) granülometri eğrileri Şekil 9'da görülmektedir. Bu şekle göre doğal zemin yığınının $D_{50} < 0,02$ mm ve $D_{50} > 2$ mm aralığındaki zeminler sıvılaşmaz zeminler olarak görülmektedir (Terzaghi vd., 1996).



Şekil 9. Sıvılaşabilir zeminlerin tane çapı aralığını gösteren granülometri eğrileri (Tsuchida, 1970).

Ayrıca, Tezcan ve Özdemir'e (2004) göre çeşitli depremlerde gözlenen sıvılaşmalar ve bu sıvılaşmaların oluştuğu zeminler incelendiğinde, sıvılaşabilir zeminlerin tane çapı ve dağılım özelliklerinin;

- i. Uniformluk katsayısının $C_U = D_{60} / D_{10} = 2-10$ mm arası
- ii. Ortalama tane $\text{\c{c}}apının$ $D_{50} = 0,02$ mm ile 0,40 mm arası
- iii. %10 dan ge \c{c} en $\text{\c{c}}ap$ $D_{10} = 0,01$ mm ile 0,25 mm arası

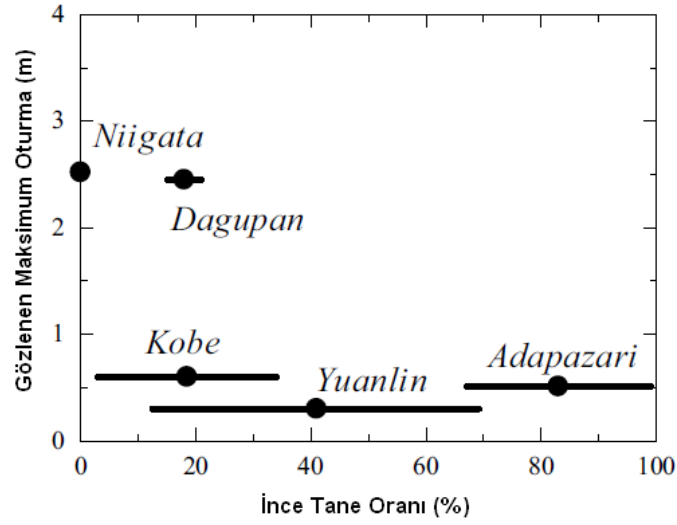
olduğu belirtilmektedir.

Kıyı ve liman yapılarında geri dolgu malzemesinin se \c{c} iminde sıvılaşmaya hassas olmayan malzemenin se \c{c} ilmesi b \ddot{u} yük önem taşımaktadır. Su seviyesi altında olan ve depremde sıvılaşma riski taşıyan rıhtım ve benzeri dayanma yapılarının geri dolgusu, sıvılaşmaya hassas olmayan malzemelerden oluşturulmalıdır. Bu t \ddot{u} r yapılarda kullanılacak geri dolgu i \c{c} in önerilen sıvılaşmaya hassas olmayan taneli malzeme özellikleri $D_{50} > 10$ mm ve $D_{10} > 1$ mm tane $\text{\c{c}}apı$ aralığıdır (DHMI, 2007).

Adapazarı depreminde sıvılaşma oluşan b \ddot{u} lgelerde yapılan incelemelerden elde edilen zeminler \ddot{u} zerinde yapılan tane boyu analizlerinde zeminin bu en \ddot{u} st ve en alt sınır gran \ddot{u} lometri eğrilerinin tam arasında kaldığı g \ddot{u} r \ddot{u} lm \ddot{u} řt \ddot{u} r (Kasapoğlu vd., 1999).

Zeminlerde ince tane oranı, hem SPT sonu \c{c} larını ve hem de sıvılaşmaya duyarlığı etkileyeceğinden hesaplamalarda zeminin bu \ddot{u} zelliğini de g \ddot{u} z \ddot{u} n \ddot{u} nde bulunduran katsayılar ile sıvılaşma hesapları yapılmaktadır (Youd vd., 2001).

Niigata (Japonya) ve Daguphan (Filipinler) depremlerinde birbirine benzer olarak sıvılaşan zeminler temiz kumlardır. 1999 Kocaeli depreminde ise genelde sıvılaşan zeminler, siltler ve siltli zeminlerdir. Adapazarı'nda, Niigata ve Dapughan depremlerine g \ddot{u} re daha az temel altı oturmaları ve kum kaynamalarının g \ddot{u} r \ddot{u} lmesinin nedeni, sıvılaşmanın farklı tipte zeminlerde oluşmasıdır. Niigata ve Dapughan'da temel altı oturmaları genel olarak 1 m'den b \ddot{u} y \ddot{u} kken, Adapazarı'nda genelde 0,50 m'den az olduğu g \ddot{u} r \ddot{u} lm \ddot{u} řt \ddot{u} r. Oturmanın ince tane oranına ve bu oranın artışına bağlı şekilde azaldığı bilinmektedir. Buna tipik \ddot{u} rnek olarak şekil 10'da deprem kaynaklı sıvılaşmanın g \ddot{u} r \ddot{u} ld \ddot{u} đ \ddot{u} 5 farklı şehirden elde edilen verilerle, zeminlerde g \ddot{u} zlenen maksimum oturma-ince tane oranı ilişkisini g \ddot{u} steren grafik verilmektedir (Yasuda, 2004).



Şekil 10. İnce tane oranı ve sıvılaşma kaynaklı maksimum oturma arasındaki ilişki (Yasuda vd., 2001; Yasuda, 2004).

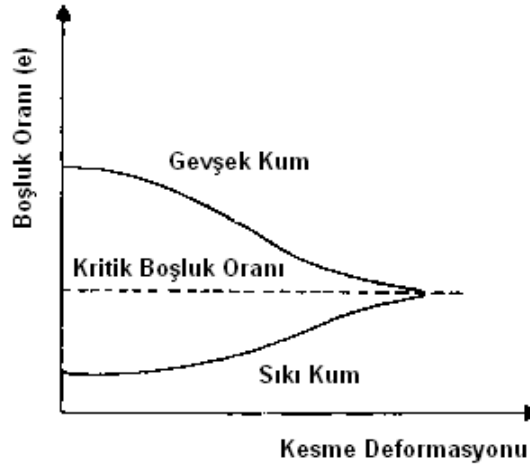
İyi derecelenmiş zeminlerde büyük taneler arasındaki boşlukların küçük tanelerle dolmasından dolayı, drenajlı şartlarda hacim değişim potansiyeli azalmakta ve drenajsız şartlardaki aşırı boşluk suyu basıncı (artışı) düşük olmaktadır (Kramer, 1996; Kumar, 2008). Bu nedenle iyi derecelenmiş zeminlerin sıvılaşmaya olan yatkınlığı, kötü derecelenmiş (üniform veya aralıklı) zeminlere göre daha düşüktür (Kramer, 1996; Tezcan ve Özdemir, 2004).

Üniform derecelenmiş kumlar aralıklı derecelenmiş kumlara göre sıvılaşmaya daha yatkındır (Terzaghi vd., 1996). Bunun nedeni üniform derecelenmiş kumların kayma gerilmesi etkisiyle bitişik taneyle arasında olan kohezyonunun, zeminin kolayca gevşek duruma geçebilmesi nedeniyle düşük (yetersiz) kalmasıdır. Buna karşın aralıklı derecelenmiş kumların daha az sıvılaşabilir olmalarının nedeni doğal olarak oluşumlarının getirdiği daha düzenli şekilde yığılmaları ve birbirleriyle olan temasın fazlalığıdır (Terzaghi vd., 1996; Tezcan ve Özdemir, 2004). Üniform veya kötü derecelenmiş zeminlere göre, iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminler sıvılaşmaya karşı daha dirençlidir (Day, 2002; Kumar, 2008).

1.5.1.3. Zeminin Rölatif Sıklığı ve Kritik Boşluk Oranı

Casagrande (1936) tarafından yapılan ve kohezyonsuz zeminlerin kayma deformasyonları ile hacim değişimini ilişkilendiren ilk ve klasikleşmiş çalışmalarından beri, zeminin sıvılaşmaya karşı hassaslığı büyük ölçüde zeminin boşluk oranı veya rölatif sıklığına bağlı olarak tanımlanmaktadır.

Zeminde oluşan drenajlı kayma (gerilmesi) durumunda sıkı kumlarda hacim artışı, gevşek kumlarda ise hacim azalması görülmektedir. Şekil 11’de kumlarda boşluk oranı ile kesme deformasyon ilişkisi görülmektedir. Göçme sonunda hem sıkı kum hem de gevşek kum sabit bir boşluk oranına sahip olmakta ve bu boşluk oranı ise Casagrande (1936) tarafından kritik boşluk oranı (e_{cr}) olarak adlandırılmaktadır (Tezcan ve Özdemir, 2004; Das, 2008).



Şekil 11. Kumlarda boşluk oranı – kesme deformasyonu ilişkisi (Das, 2008).

Kritik boşluk oranı bağıntı (8)’de görülen şekilde hesaplanmaktadır.

$$e_{cr} = e_{min} + (e_{max} - e_{min})e^{[-0,75a_{max}/g]} \quad (8)$$

Burada;

e: Zeminin Boşluk Oranı

e_{min} : Zeminin Minimum Boşluk Oranı

e_{max} : Zeminin Maksimum Boşluk Oranı

a_{max} : Maksimum Yatay Yeryüzü İvmesi

g : Yer Çekimi İvmesidir.

Casagrande (1936) önerdiği kritik boşluk oranı yaklaşımı ile, zeminin arazi (doğal) koşullarında sıvılaşp sıvılaşmayacağı konusunda bir kriter geliştirmiştir. Bu durumda eğer kumlar kritik boşluk oranından daha küçük değerlerde boşluk oranına sahipse ($e_0 < e_{cr}$, negatif boşluk suyu basıncı durumu) zemin sıvılaşmayacaktır. Fakat kumlar kritik boşluk oranından daha büyük değerlerde boşluk oranına sahipse ($e_0 > e_{cr}$, pozitif boşluk suyu basıncı durumu) zemin gevşek haldedir. Drenajın engellendiği durumda, zemine etkiyen kayma gerilmesi devam ettikçe, zeminde sıvılaşma oluşacaktır (Tezcan ve Özdemir, 2004). Dolayısı ile hacimsel artış özelliği gösteren zeminler sıvılaşmaya duyarlı değildir. Bu tür zeminlerin drenajsız kayma direnci, drenajlı kayma direncinden büyük olmaktadır (Day, 2002).

Zeminler sıklık durumlarına bağlı olarak Tablo 2’de görülen şekilde sınıflandırılabilir. Rölatif sıklıklarına göre zeminleri, gevşek, orta sıkı ve sıkı zeminler olarak üç ana gruba ayırmak mümkündür.

Tablo 2. Zeminlerin rölatif sıklık yüzdelerine göre sınıflandırması (Uzuner, 2012).

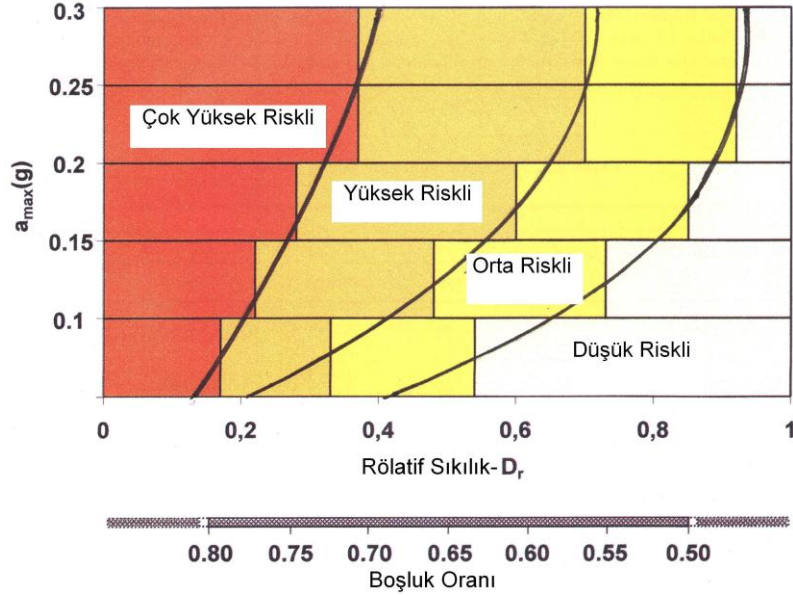
Rölatif Sıklık (% D_r)	Zeminin Sıklık Durumu	
0-15	Çok Gevşek	Gevşek
15-35	Gevşek	
35-65	Orta Sıkı	Orta
65-85	Sıkı	Sıkı
85-100	Çok sıkı	

Seed ve Idriss (1971) zeminlerin sıvılaşma potansiyeli ile rölatif sıklığı arasında, maksimum yeryüzü ivmesinin büyüklüğüne göre bir korelasyon ortaya koymuştur. Bu korelasyona ait sınıflandırma Tablo 3’de, grafiksel gösterimi ise Şekil 12’de görülmektedir. Bu korelasyona göre zeminler, rölatif sıklık veya boşluk oranı ile zemine

etkiyen maksimum yeryüzü ivmesi dikkate alınarak sınılaşmaya karşı; çok yüksek riskli, yüksek riskli, orta riskli ve az riskli olarak dört bölgede değerlendirilmiştir.

Tablo 3. Sınılaşma riskinde rölatif sıklık oranı ve maksimum yeryüzü ivmesi ilişkisi (Seed ve Idriss, 1971).

Maksimum Yeryüzü İvmesi	Sınılaşma Riski			
	Çok Yüksek	Yüksek	Orta	Az
0,10 g	$Dr < \%17$	$\%17 \leq Dr < \%33$	$\%33 \leq Dr \leq \%54$	$Dr > \%54$
0,15 g	$Dr < \%22$	$\%22 \leq Dr < \%48$	$\%48 \leq Dr \leq \%73$	$Dr > \%73$
0,20 g	$Dr < \%28$	$\%28 \leq Dr < \%60$	$\%60 \leq Dr \leq \%85$	$Dr > \%85$
0,25 g	$Dr < \%37$	$\%37 \leq Dr < \%70$	$\%70 \leq Dr \leq \%92$	$Dr > \%92$



Şekil 12. Sınılaşma riskinin rölatif sıklık oranı-boşluk oranı ve maksimum yeryüzü ivmesi ile ilişkisi (Seed ve Idriss, 1971).

Sıklık ve gevşeklik konusunda, insan yapımı zemin yığınları ya da zemin profilleri önem arz etmektedir. Su altında ve gevşek durumda yığılarak yapılan dolgu barajlar ve maden atığı yığınları sınılaşma açısından önemli derecede tehlike arz etmektedir (Tezcan ve Özdemir, 2004).

1.5.1.4. Zeminin Su Muhtevası, Yeraltı Su Seviyesi ve Drenaj Şartları

Plastik killerde doğal su muhtevası likit limit değerine yaklaştıkça, dinamik yükler altında zeminde oluşan deformasyonlarda önemli artışlar meydana gelmekte ancak boşluk suyu basıncı sınırlı olarak artmaktadır. Suyu doygun, kumlu, düşük plastisiteli ve plastik olmayan siltli zeminlerde, deprem yükleri altında boşluk suyu basınçlarının artması ile efektif gerilmeler azalarak tamamen sıfır veya sıfıra yakın değerlere ulaşmakta ve zeminin taşıma gücü de tümüyle kaybolmaktadır (Erken vd., 2004).

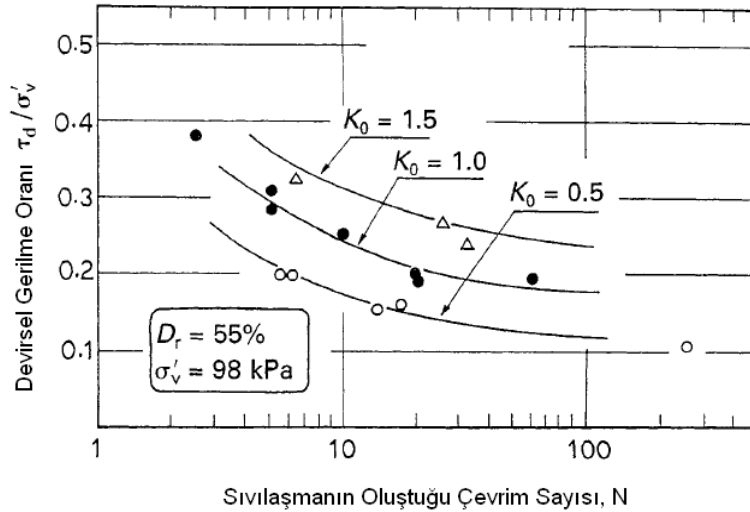
Zeminde sıvılaşmanın oluşması için zeminin suya doygun (ya da doyguna çok yakın) olması ve yükün hızlı ve drenajsız olarak uygulanması gerekmektedir (Çetin ve Unutmaz, 2004). Sıvılaşabilir zeminlerin üzerinde bulunan geçirimsiz tabaka, çevrimli yükler altında suyun zeminden tahliyesini (drenajını) engelleyecek bir bariyer görevi görerek artan boşluk suyu basıncının azalmasını ve dağılmasını engellemekte, sonuç olarak zeminin sıvılaşma potansiyelini arttırmaktadır (Obermeier, 1996). Bu durum çakıllı zeminlerde önemli oranda ve belirgin şekilde gözlenmektedir (Obermeier, 2002). Eğer deprem anında oluşan aşırı boşluk suyu basıncı hızla dağılırsa efektif gerilme kaybı olmayacağından zemin sıvılaşmayacaktır. Dolayısıyla sıvılaşma potansiyeli olan zeminlere yerleştirilecek birbirine bitişik yüksek geçirimli çakıl direnleri veya çakıl tabakaları aşırı boşluk suyu basıncının dağılmasına yardım edeceğinden sıvılaşma potansiyelini azaltmaktadır (Kumar, 2008).

Zeminlerin sıvılaşmasında yeraltı su seviyesinin önemli bir etkisi olduğu bilinmektedir (Özaydın, 2007). Yeraltı su seviyesinin üzerinde bulunan suya doygun olmayan zeminler genel olarak sıvılaşmaz kabul edilmektedir. Zeminin sürekli olarak yeraltı su seviyesinin üzerinde kalacağı ve zemin ortamının tahmin edilebilir bir hidrolojik rejime sahip olduğu bilinirse, zeminin doygunluk yüzdesi de doğru olarak tahmin edilebilir. İncelemeler sonunda bu tür zeminlerin nadiren doygun duruma geçtiği belirlenirse, zeminde sıvılaşma analizi yapmaya gerek duyulmayabilir. Eğer yeraltı su seviyesi çok değişken bir yapıya sahipse, zeminin sıvılaşma potansiyeli de aynı oranda değişkenlik gösterir. Genellikle tarihsel olarak zeminin en yüksek yeraltı su seviyesine sahip olduğu durum zemin profilinden belirlenip, potansiyel sıvılaşma analizlerinde değerlendirilmelidir (Day, 2002; Kumar, 2008). Yeraltı su seviyesindeki değişimlerin mevsimsel olabileceği ve sulamanın da bu koşulları değiştirebileceği bilinmektedir (Çetin ve Unutmaz, 2004).

1.5.1.5. Zemin Üzerindeki Çevre Basıncı, Üst Yapı Yüğü ve Yanal Toprak Basıncı Katsayısı

Yapı ağırlığı gibi ağır bir yük zemine temellerle aktarıldığında; zemin içindeki gerilmelerde, yükün etkidiğı alanın altında daha yoğun olmak üzere, artımlar meydana gelmektedir. Bu gerilmelerin şiddetinin ve dağılımının bilinmesi, birçok problemin çözümünde ve projelerin tasarımında oldukça önemlidir (Uzuner, 2012).

Ishihara (1996), laboratuvar ortamında devirsel yüklemeler altında % 55 rölatif sıklılığa sahip bir kum üzerinde yaptığı deneyler sonunda, devirsel yükleme oranı ile zeminin sükûnet durumundaki (elastik dengede) yanal toprak basınç katsayısının ilişkisini (Şekil 13) göstermiştir. Buna göre zeminin sıvılaşma direncinin yanal basınç arttıkça doğrusal olmayan şekilde arttığı gözlenmiştir. Yatay efektif gerilmenin, düşey efektif gerilmeye oranının artmasıyla sıvılaşma potansiyelinin azaldığı görülmektedir.



Şekil 13. Yatay toprak basınç katsayısının sıvılaşmaya etkisi (Ishihara, 1996).

Zeminleri konsolide olma durumuna (konsolidasyon geçmişlerine) göre; normal konsolide olmuş, aşırı konsolide olmuş ve yetersiz konsolide olmuş zeminler olarak üçe ayırmak mümkündür. Normal konsolide olmuş zeminlerde, ön konsolidasyon basıncı (zeminin geçmişte maruz kaldığı konsolidasyon basıncı, σ'_p ile mevcut düşey efektif gerilme (σ'_{vo}) eşittir $\sigma'_p = \sigma'_{vo}$. Eğer zeminin ön konsolidasyon basıncı, mevcut düşey efektif gerilmeden büyükse $\sigma'_p > \sigma'_{vo}$, bu zeminler aşırı konsolide olmuş zeminler olarak

tanımlanır. Buna göre, zeminlerin konsolidasyon geçmişi, Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR) ile belirlenir. Aşırı konsolidasyon oranı, ön konsolidasyon basıncının mevcut düşey efektif gerilmeye bölünmesi ile ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$) bulunur. Zemin normal konsolide olmuş ise bu oran 1'e eşit ($OCR=1$), zemin aşırı konsolide olmuş ise 1'den büyüktür ($OCR>1$). Bununla birlikte, pratikte $OCR<1$ değerine sahip zemin bulmak mümkün olmamakla beraber, bu durumdaki zeminlere yetersiz konsolide olmuş (zeminin ön konsolidasyon basıncının, mevcut düşey efektif gerilmeden küçük olma hali) yani konsolidasyonu devam eden zeminler denilir (Holtz ve Kovacs, 1981).

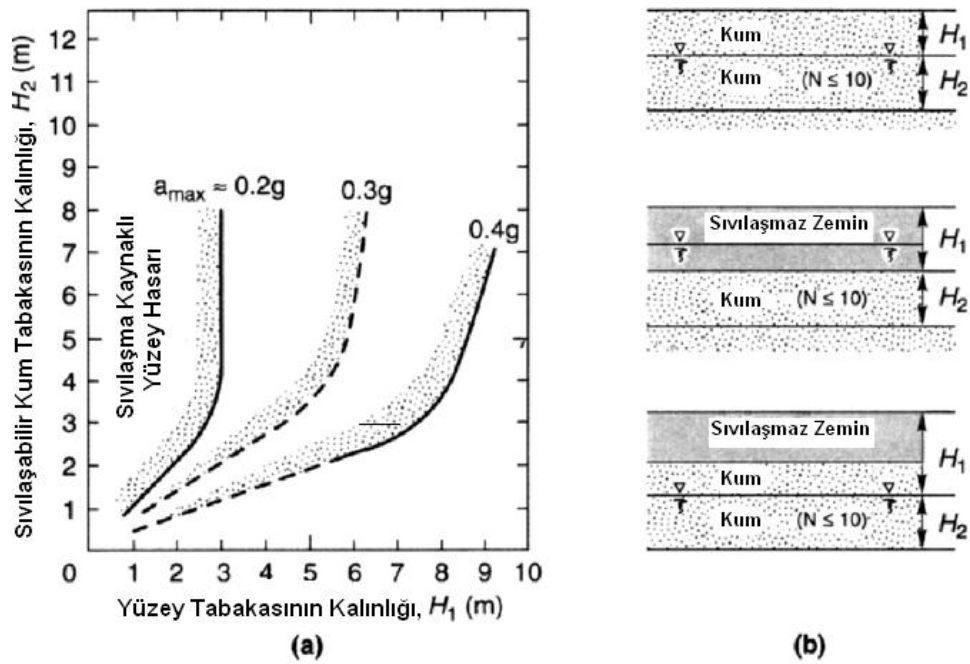
Sükunetteki toprak basıncı katsayısı (K_0), rölatif sıklık, gerilme tarihçesi, aşırı konsolidasyon oranı, plastisite indisi gibi zemin özelliklerine bağlı olarak değişmektedir. Aşırı konsolidasyon oranı (OCR) arttıkça, sükunetteki toprak basıncı katsayısı artmakta ve ön konsolidasyon basıncından sonraki düşey efektif gerilmeler için, K_0 sabit kalmaktadır (Keskin vd., 2004).

Zeminde aşırı konsolidasyon oranı arttığında, sıvılaşma potansiyeli azalmaktadır. Sonuç olarak, ön yüklemeye maruz kalmış bir zemin, ön yüklemeye maruz kalmamış bir zemine kıyasla daha yüksek sükunetteki toprak basınç katsayısına sahip olup, daha az sıvılaşma potansiyeli taşımaktadır. Üzerinde uzun süre bir zemin tabakası taşıyıp aşırı konsolide olan ve daha sonra erozyon vb. sebeplerle bu yükün ortadan kalktığı haldeki potansiyel sıvılaşabilir zemin, hiç yüklenmemiş olduğu duruma göre sıvılaşmaya daha az yatkındır (Kumar, 2008).

1.5.1.6. Zeminde Sıvılaşan Tabakanın Derinliği ve Konumu

Sıvılaşma, zemin yüzeyi altında çeşitli derinliklerde gerçekleşebilir. Sıvılaşmayan zemin tabakası kalınlığının (görelî olarak) yeterince ince ve sıvılaşan tabaka kalınlığının yeterince kalın olmadığı durumda, sıvılaşmanın etkileri gözlenmemektedir. Ishihara ve Ogava (1978) geçmiş depremleri ve bu depremlerden etkilenen alanları inceleyerek, 7,5 Richter manyitüdünde (Lokal Manyitüd, M_L) sıvılaşan tabaka kalınlığının, sınır kalınlık olarak adlandırılan 3 m'yi geçtiği ve sıvılaşan zeminin üzerinde bulunan tabakanın da yine 3 m'yi geçtiği durumda, sıvılaşma kaynaklı yüzey hasarlarının görülmeyeceğini bildirmiştir. Eğer sıvılaşan tabakanın kalınlığı 3 m'den az ise; sıvılaşan tabaka üzerindeki

zemin tabakasının, sıvılaştıran zemin tabakasının kalınlığından daha kalın olması sıvılaşma kaynaklı yapı ve zemin hasarlarının önlenmesi açısından gereklidir. Zemin yüzeyinde gözlenen sıvılaşma kaynaklı hasarlardan (zemin veya yapı hasarları) korunmak için sıvılaşma potansiyeli olan zemin üzerindeki, sıvılaşmayan (sıvılaşamayacak) yüzeye yakın tabakanın (kabuğun) sismik sarsıntının şiddetiyle ya da başka bir ifade ile a_{\max}/g büyüklüğüyle doğru orantılı olarak artırılması gerekir. Sınır kalınlık olarak anılan 3 m değeri, $a_{\max}/g=0,2$ oranı ile ilişkilendirilmiştir. Zemin yüzeyinde sıvılaşma etkilerinin gözlemlendiği sahalarda, sıvılaşabilir tabaka kalınlığı (H_2) ile sıvılaşmaz tabaka kalınlığı (H_1) arasındaki ilişki ve bu tabaka kalınlıklarının belirlenme yöntemi Şekil 14’de görülmektedir. Eğer, a_{\max}/g oranı 0,3 veya 0,4 den 0,5’e kadar artarsa sınır kalınlık da sırasıyla 6 m ve 9 m’ye kadar çıkarılmalıdır (Terzaghi vd., 1996).



Şekil 14. (a) Zemin yüzeyinde sıvılaşma etkilerinin gözlemlendiği sahalarda, sıvılaşabilir tabaka kalınlığı (H_2) ile sıvılaşmaz tabaka kalınlığı (H_1) arasındaki ilişki (b) tabaka kalınlıklarının belirlenme yöntemi (Ishihara, 1985; Kramer, 1996).

Potansiyel olarak sıvılaşmanın gözlenebileceği zemin tabaka derinliği 15 m olarak belirtilmektedir. 15 m’den daha derinlerde bulunan zeminler üzerinde oluşacak büyük düşey gerilmeler ve artan efektif gerilmeler nedeniyle, bu derinlikten sonra sıvılaşmanın görülmeyeceği kabul edilmektedir. Fakat bu değerlendirme, sıvılaşma analizlerinin

belirtilen bu 15 m'lik derinlikten sonra yapılmasının gereksiz olduğu manasına da gelmemektedir (Kumar, 2008; Kramer, 1996). Bir genelleme olarak kabul edilen 15 m derinliği, genel ve yüzeysel bir sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesinde anlamlı olsa da, tüm zemin profilini kapsayacak şekilde belirlenen tüm derinliklerde sıvılaşma analizi yapmak daha güvenilir ve kabul gören bir yaklaşımdır.

1.5.2. Sıvılaşmayı Etkileyen Jeolojik Faktörler

Bir zemin tabakasının jeolojik yaşı, çökme geçmişi, jeolojik yük ve deformasyon geçmişi gibi karakteristik jeolojik özellikleri zeminin sıvılaşabilirliği üzerinde önemli derecede etkilidir. Aynı zeminin farklı jeolojik süreçlere maruz kalan türlerinde, aynı fiziksel etkilere karşı farklı mekanik davranışlar gösterebilmektedir. Bu ve benzeri etkilere yol açan önemli faktörler aşağıda alt başlıklar halinde açıklanmıştır.

1.5.2.1. Zeminin Jeolojik Yaşı

Sıvılaşmaya yatkın zeminler dar bir jeolojik dönem aralığında şekillenirler (Kramer, 1996). Genel olarak, daha genç olarak kabul edilebilecek zemin yığınlarının, daha yaşlı çökme geçmişine sahip zemin yığınlarına göre sıvılaşma potansiyeli yüksektir. Sıvılaşmaya yatkınlığı yüksek zeminlerin oluşumuna yol açan etkiler, zeminleri üniform tane boyu dağılımına zorlayan, bu zeminleri gevşek şekilde çökeltir ve tabakalandıran jeolojik süreçlerdir (Day, 2002).

Doğal zemin yığınlarında, içinde bulunduğumuz jeolojik dönem olan Kuaterner dönemin en son bölümü Holosen (11 bin yıl öncesinden günümüze kadar süren zaman dilimi) ve bu dönemin bir öncesi olan Pleistosen (Buzul Çağı, 1,81 myö ile 0,01 myö arası) bölümünde oluşan zeminler sıvılaşmaya yatkınlık göstermektedir. Holosen'in kendi içinde yaş ile birlikte sıvılaşmaya yatkınlığı azalsa da, Holosen yaşlı zeminler Pleistosen yaşlı zeminlere göre sıvılaşmaya daha yatkındır (Kramer, 1996; Day, 2002). Genellikle Holosende oluşan zeminlerde sıvılaşmaya yatkın olarak kabul edilebilecek gevşeklikte kum tabakaları görülebilmektedir. 1964 Niigata (M_w : 7,6) depreminde 19. yüzyıl ve sonrasında oluşan ve yığılan alüvyal kumlar ve su altındaki dolguların neredeyse tümü deprem etkisiyle sıvılaşmıştır. Ancak bu duruma karşın daha yaşlı ve benzer cinsteki

zeminler ise sıvılaşmamıştır (Terzaghi vd., 1996). Çoğunlukla, hem zeminin yaşının tam ve kesin olarak belirlenememesi, hem de her genç zemin yığnında her depremde sıvılaşma görülmediğinden, sıvılaşma analizlerinde zeminin yaşı ile alakalı herhangi bir hesaba gidilmemektedir.

1.5.2.2. Zeminin Jeolojik Yük-Deformasyon Geçmişi ve Taneler Arası Çimentolanma Durumu

Uzun süre dış yüke maruz kalan zeminler sıvılaşmaya karşı daha az yatkınlık gösterirler. Uzun süre dış yük altında kalan zemin taneleri sıkışma ve deformasyon etkisi ile daha kararlı bir hal alırlar. Tane çevresinde zamanla artan bir çimentolaşma ve adezyon (yapışma) gelişimi görülmektedir (Day, 2002; Kumar, 2008).

Ayrıca zemin ortamın maruz kaldığı deprem yükleri sıvılaşma potansiyelini azaltmaktadır. Aynı yığılma şekline ve aynı sıkılığa sahip zeminlerde deprem etkisini hissetmemiş ve sismik bir sarsıntı görmemiş zeminlerin, daha önce deprem etkisiyle çeşitli deformasyonlar görmüş (ön yükleme ve ön konsolidasyonunu tamamlamış) zeminlere göre sıvılaşma potansiyeli de yüksektir (Kumar, 2008).

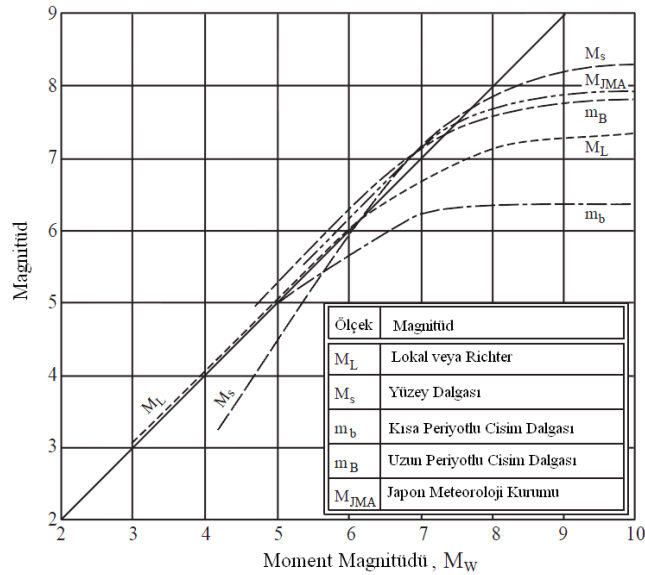
Finn'e (1981) göre deprem etkisiyle genç alüvyal zeminlerde, ince taneler daha kaba ve büyük tanelerden ayrılma eğilimi gösterir ve bu durum sismik etki altında düzensiz bir yığılma oluşturur. Yaşlı zeminlerde ise, ince taneler kaba tanelerin arasına girerek çimentolaşmaya yol açıp, zemin ortamda tanelerin birbirinden ayrılmasını ve gevşek duruma geçmesini önler (Terzaghi vd., 1996).

1.5.3. Sıvılaşmayı Etkileyen Sismik Faktörler

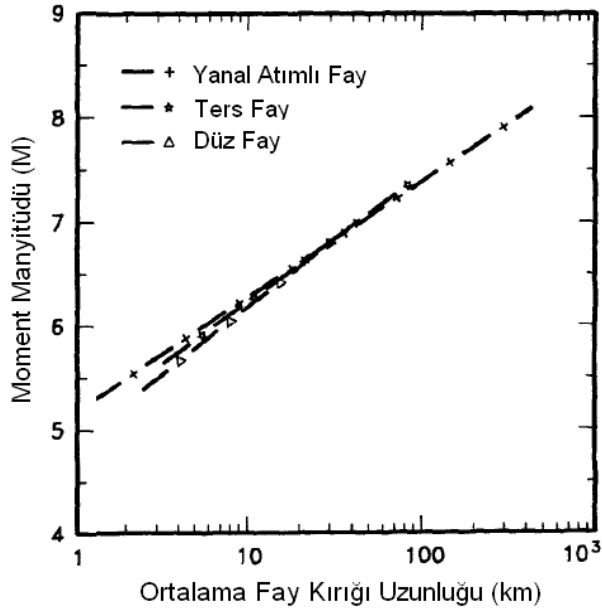
Sismik kaynaklı bir zemin sıvılaşmasının gerçekleşmesi için kuvvetli bir yer sarsıntısı ya da daha genel bir tabirle yeterli özelliklerde bir depremin oluşması gerekir. Zemin tanelerinin hacimsel olarak sıkışmasına ve aşırı boşluk suyu basıncının gelişmesine neden olan kayma gerilmelerini ve deformasyonlarını belirleyen etmenler deprem hareketinin; büyüklük (magnitüd), ivme, hız, mesafe, süre vb. karakteristik özellikleridir (Day, 2002).

1.5.3.1. Depremın Büyüklüğü ve Mesafesi

Depremın açığa çıkardığı enerjinin sayısal bir gösterimi olan büyüklük (magnitüd), farklı tanımlamalar kullanılarak farklı adlarla anılmaktadır. Aynı enerjiyi farklı rakamsal değerlerle temsil eden bu büyüklükler; M_L : Lokal veya Richter Magnitüdü, M_S : Yüzey Dalgası Magnitüdü, m_b : Kısa Periyotlu Cisim Dalgası Magnitüdü, m_B : Uzun Periyotlu Cisim Dalgası Magnitüdü, M_{JMA} : Japon Meteoroloji Kurumunun Magnitüd Ölçeği ve M_W : Moment Magnitüdü olarak isimlendirilmektedir (Youd vd., 2001). Şekil 15’de moment manyitüdünün diğer manyitütlerle olan sayısal ilişkisi grafiksel olarak görülmektedir. Şekil 16’da ise moment manyitütü ile depremde kırılan fay uzunluğu arasındaki ilişki görülmektedir.



Şekil 15. Moment magnitüdü (M_W) ile diğer magnitüdüler arasındaki sayısal ilişkinin grafiksel gösterimi (Heaton vd., 1986; Youd vd., 2001).



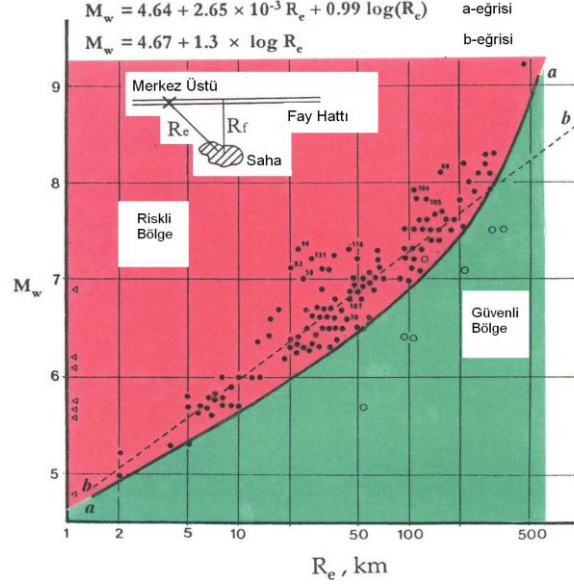
Şekil 16. Fay kırığı uzunluğuna karşılık, moment büyüklüğü ilişkisi (Wells ve Coppersmith, 1994).

Zemin sıvılaşmaya yatkın olsa da, zemini etkisi altına alan tüm depremler sıvılaşmaya yol açmayabilir. Deprem büyüklüğü ile sıvılaşma görülen bölgenin depremin merkez üstüne (episantr) olan maksimum uzaklık arasında çeşitli amprik analizler gerçekleştirilmiş ve bu analizlere dayalı bazı bağıntılar geliştirilmiştir (Ambraseys 1988; Owen ve Moretti, 2010).

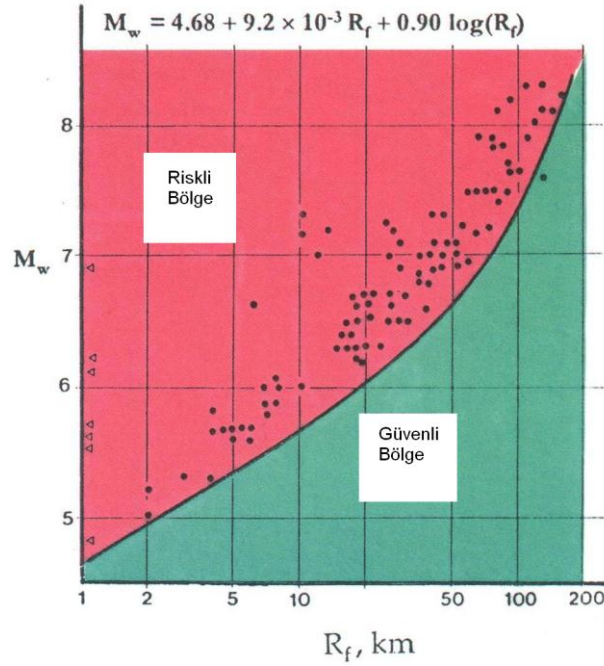
Geçmiş depremler incelendiğinde, sıvılaşmanın gözleendiği bir alanda sıvılaşmanın etkileri, bu alanın depremin merkez üstüne uzaklığı ile ilişkili olduğu belirlenmiştir. Kuribayashi ve Tatsuoka (1975) sıvılaşmanın gözlenebileceği noktanın depremin büyüklüğüne bağlı olarak merkez üstüne olan uzaklığını (R_e) belirleyen bir eğri (Şekil 17a'da b eğrisi) geliştirmiştir. Sonraki sıvılaşma vaka analizleri ve gözlemleri bu eğrinin tam olarak güvenli bir sınırı temsil etmediğini göstermiştir (Tezcan ve Özdemir, 2004).

Ambraseys (1988) dünyadaki sığ depremleri derleyerek, depremde sıvılaşmanın geliştiği merkez üstü (dış merkez, episantr) uzaklığının sınır değerini (R_e) amprik olarak hesaplamıştır. Bu sınır değer (eğrinin) ötesinde, farklı büyüklükteki depremlerde (teorik olarak) sıvılaşma gözlenmemektedir. Sıvılaşmanın geliştiği mesafe, artan deprem büyüklüğü ile önemli ölçüde artmaktadır. Ayrıca Şekil 17a incelendiğinde, sıvılaşan saha ile merkez üstü arasındaki mesafenin amprik olarak hesaplanan değerinden daha büyük değerlerinde de sıvılaşmalar meydana geldiği görülmektedir. Bununla birlikte sıvılaşma

olması beklenen bölgenin faya olan uzaklığının (R_f) depremin büyüklüğü ile arttığı da Şekil 17b’de görülmektedir.



(a)



(b)

Şekil 17. Sıvılaşma gözlenen sahalarda sınırlayıcı dış merkez uzaklığı ile sığ depremlerin moment büyüklüğü arasındaki ilişki (Ambraseys, 1988).

Şekil 17'deki ilişki büyük dış merkez mesafelerinde sıvılaşmanın oluşmayacağını kesin olarak garanti etmese de, bölgesel sıvılaşma risk planı ve değerlendirmelerinde son derece yararlıdır (Kramer, 1996). Bu büyüklük – mesafe yaklaşımına göre sıvılaşmanın, magnitüd değeri 5 den küçük depremlerde görülemeyeceğini ve daha büyük magnitüdü depremlerin daha geniş bir alanda sıvılaşmayı tetikleyebileceği gösterilmiştir (Ambraseys, 1988; Owen ve Moretti, 2010). Literatürde büyüklük değeri olarak 5,2 den daha küçük magnitüd değerine sahip depremlerde ortaya çıkmış, gözlenmiş ve rapor edilmiş yalnızca birkaç sıvılaşma olgusu mevcuttur. Bu durum Ambraseys (1988) tarafından yapılan çalışmayı destekler niteliktedir (Holzer vd; 2010).

Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, depremin merkez üstünün sıvılaşma potansiyeli taşıyan zemine uzaklığı arttıkça, sıvılaşma riskinin azaldığı görülmektedir.

Bunun nedeninin, depremde ortaya çıkan enerjinin uzaklık ile orantılı şekilde azalarak (enerjinin sönmesi) zemine etkimesi sonucu, zemin ortamda sıvılaşmayı oluşturacak yeterli devirsel gerilmelerin oluşmaması olduğu düşünülmektedir (Ambraseys, 1988).

1.5.3.2. Depremin Süresi

Depremin süresi, fayın şekline, boyutlarına, kuvvetli yer hareketinden etkilenen alanın depremin kaynağına olan mesafesine ve bölgenin jeolojisine bağlı olarak değişmektedir (Hunt, 2007).

Deprem hareketinin süresi, gerek yapı gerekse sıvılaşma analizlerinde mutlaka değerlendirilmesi gereken çok önemli bir parametredir (Tonaroğlu, 2006). Kuvvetli yer hareketinin süresi, deprem kaynaklı yapı ve zemin hasarlarında direkt olarak etkilidir (Hunt, 2007). Zeminlerde sıvılaşmanın oluşması ve zeminin sıvılaşır durumda kalması depremin süresi ve bu süreye bağlı olarak zeminde değişen gerilme ve şekil değiştirme miktarı ile ilişkilidir (Tezcan ve Özdemir, 2004). Deprem anında, zeminin maruz kaldığı uzun süreli devirsel (tekrarlı) gerilmeler sonucu zeminin sıvılaşma potansiyeli artmakta ya da zeminin sıvılaşır durumda kalma süresi uzamaktadır (Kumar, 2008; Tonaroğlu, 2006).

Depremin süresinin sıvılaşma üzerindeki en bilinen örneği 1964 Alaska depremidir. (M_w : 9,2, M_L : 8,4, Süre: 240 sn.) Bu depremin ilk 90 saniyesinde sıvılaşma görülmemiş ancak bu süreden sonra sıvılaşmanın başladığı gözlenmiştir. Dolayısı ile depremin oluşturduğu devirsel gerilmelerin sıvılaşmayı başlatacak (tetikleyecek) büyüklüğe gelmesi

ancak 90. saniyeden sonra gelişmiştir. Bu durumda eğer depremin süresi 45 saniye olsaydı, böylesine büyük bir depremde teorik olarak herhangi bir sıvılaşma veya sıvılaşma kaynaklı zemin hasarı gözlenemeyecekti. Ancak ne gelecekteki depremlerin sürelerini güvenilir bir şekilde tahmin edilebilecek bir yöntem ne de deprem süresi ile sıvılaşma potansiyeli arasındaki ilişkiyi net ve kesin bir şekilde belirleyecek herhangi bir yöntem henüz mevcut değildir (Tezcan ve Özdemir, 2004).

1.5.3.3. Deprem Enerjisinin Sönümü ve Maksimum Yeryüzü İvmesi

Aynı deprem, farklı zeminlerde farklı ivme ve periyot değerlerine sahip olabilmektedir. Yerel zemin özelliklerinden ötürü, deprem dalgalarının yer içinde soğurulması sonucu enerjisinin sönümü (atenasyon) gerçekleşmekte ya da tam tersine enerjide büyümeler olmaktadır. Aynı depremin birbirine benzer görünen zeminlerde ve alanlarda farklı şekilde hissedilmesi gibi, aynı sıvılaşma etkisinin görülmemesinde de yerel zemin özelliklerinin ve sönümün önemli rolü vardır.

Deprem hareketi, geoteknik mühendisliğinde hız veya deplasman yerine daha çok ivme kullanılarak karakterize edilir. Bunun nedeni, depremde zemin ortama etkileyen dinamik yüklerle ivme büyüklüğünün direkt olarak ilişkili olmasıdır. Çoğu depremde düşey doğrultulu ivme büyüklüğü, yatay doğrultudaki ivme büyüklüğünden çok çok küçük ve etkisiz olduğundan; maksimum yatay yeryüzü ivmesi (a_{max}), maksimum yeryüzü ivmesi (Peak Ground Acceleration, PGA) olarak adlandırılır. Depremleri tahmin etmek henüz mümkün olmadığından, bir depremde belirli bir alanda oluşacak maksimum yeryüzü ivmesi, ancak geçmiş depremlerin verilerine dayalı olarak geliştirilmiş sönüm bağıntıları ile belirlenebilmektedir. Birçok sönüm bağıntısı geliştirilmiş olup, çoğu da deprem büyüklüğü, sismik kaynağa uzaklığın bir fonksiyonu şeklindedir (Day, 2002).

Bilinen sönüm bağıntılarının kullanımının uygun olmadığı (çok yumuşak zeminler vb.) zemin koşullarında maksimum yeryüzü ivmesi yerel saha tepki analizi ile elde edilebilir. Bu amaçla, SHAKE ve DESRA vb. programlar kullanılarak belirli bir yerdeki yerel zemin koşuluna göre, programda önceden kayıtlı deprem ivme kayıtlarının değerlendirilmesiyle maksimum yeryüzü ivmesi hesaplanabilir. Son olarak ve en az tercih edilmesi önerilen yöntem de ana kayadaki ivmenin zemin cinsine göre büyütülmesi ile maksimum yeryüzü ivmesinin tahmin edilmesidir. Şekil değiştirme seviyesi, depremin

büyüklüğü ve frekans içeriği, zemin büyütme oranlarını etkileyeceğinden, bu yöntemin uygulanmasında dikkat ve önemli mühendislik yargısı (kararı) gereklidir (Youd vd., 2001).

Depremlerde oluşan ve yüzeyden ölçülen maksimum yeryüzü ivmesi, deprem mühendisliğinin birçok alanında olduğu gibi sınılaşma analizlerinde de yaygın olarak kullanılmaktadır. Genel olarak, yüksek magnitüd değerine sahip depremlerde hem enerjinin sönmesi için geçen süre, hem de maksimum yeryüzü ivmesi daha yüksek değerlerde olmaktadır. Sınılaşma oluşması için gerekli olan maksimum yeryüzü ivmesinin alt sınırı (PGA_{min}), $a_{max}=0,10$ g olarak kabul edilmektedir (Day, 2002; Kumar, 2008).

1.6. Sınılaşma Potansiyelinin Tespitinde Kullanılan Deneyler

Deprem kaynaklı olarak zeminlerin sınılaşmasında, zeminlerin statik koşullardaki özelliklerinden ve davranışlarından çok dinamik koşullardaki özellik ve davranışları önem kazanmaktadır. Dinamik zemin özellikleri daha çok kayma gerilmelerinden oluşan şekil değiştirmelerinin büyüklüklerine (seviyesine) bağlı olarak gelişmektedir (Woods, 1994; Sitharam vd., 2004). Şekil değiştirme oranının (ϵ) büyüklüğüne göre zeminin mekanik davranış özellikleri elastik, elastoplastik ve göçme durumu olarak Şekil 18'de görülen şekilde tanımlanmaktadır (Ishihara, 1996).

Kayma Şekil Değiştirmesi	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Düşük Şekil Değiştirme	Orta Seviyede Şekil Değiştirme	Yüksek Şekil Değiştirme	Göçme Şekil Değiştirme		
Elastik						
Elastoplastik						
Göçme						

Şekil 18. Zeminlerde şekil değiştirme seviyelerine göre mekanik davranış şekilleri (Ishihara, 1996).

Devirsel olarak yüklenen zeminlerde özellikle rijitlik ve enerji soğurma veya sönüm oranı karakteristikleri birçok geoteknik problemin çözümünde etkilidir. Zemin yük altında, gerçekte lineer elastik olmayan bir malzeme olduğundan yalnızca düşük şekil

değiştirme oranlarında değil orta ve yüksek şekil değiştirmelerdeki davranışı da önem kazanmaktadır (Kramer, 1996).

Zeminlerde yük altında şekil değiştirme oranının % 0.001' den küçük olduğu duruma düşük deformasyon durumu ve bu durumda uygulanan deneylere düşük deformasyonlu laboratuvar ve arazi deneyleri adı verilmekteyken, bu şekil değiştirme oranının üzerindeki duruma da yüksek deformasyon durumu ve bu durumda uygulanan deneylere de yüksek deformasyonlu laboratuvar ve arazi deneyleri olarak adlandırılmaktadır (Woods, 1994; Sitharam vd., 2004).

Düşük deformasyonlu deneylerde, genelde zeminin yük altında elastik davranış gösterdiği ve dolayısıyla şekil değiştirmenin geri dönüşümünün mümkün olduğu kabul edilmektedir. Yüksek deformasyonlu deneylerde zemin ortamda davranışın elastoplastik olduğu ve zeminde geri dönüşü olmayacak derecede kalıcı şekil değiştirmelerin olduğu kabul edilmektedir (Sitharam vd., 2004).

1.6.1. Sıvılaşma Analizlerinde Kullanılan Arazi Deneyleri

Geoteknik mühendisliğinde, zemin numunelerini çeşitli şekillerde almak mümkündür. İnce taneli zeminlerde, numune alma yöntemi ne kadar gelişmiş olursa olsun, gerilme durumunun değişmesi nedeniyle numune örseleneceğinden ve numune alma işlemi sırasında numune fiziksel etkiye maruz kalacağından, alınan numunelerin tamamen örselenmemiş olmadığı da bilinmektedir. Taneli zeminlerde ise örselenmemiş numune almak oldukça zor ve pahalı bir işlemdir. Bu nedenlerden dolayı, zemin özelliklerinin, çeşitli miktarlarda örselenmiş numuneler üzerinde yapılacak laboratuvar deneyleri yerine arazi deneyleri ile belirlenmesi tercih edilir (Sivrikaya ve Toğrol, 2003).

Özellikle zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde, zeminde oluşacak sıvılaşma kaynaklı yanal yayılma ve/veya oturma miktarının ya da zeminin daha önce sıvılaşmış sıvılaşmadığının tespitinde (zeminin arazi koşullarının laboratuvar ortamında tam olarak yansıtılamaması nedeniyle) arazi deneyleri en çok kullanılan deneylerdir.

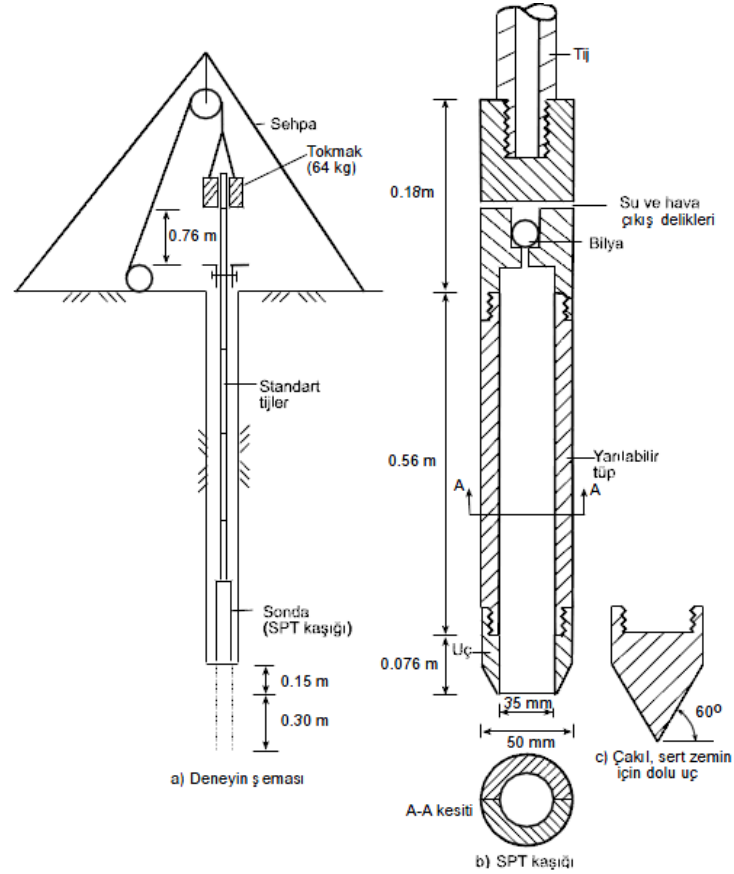
Düşük deformasyonlu arazi deneyleri, kayma dalgası hızıyla zeminin elastik özelliklerini tanımlayan; sismik yansıma, sismik kırılma, sismik karşıt kuyu ve çapraz kuyu, Rayleigh dalga deneyi, yüzey dalgalarının spektral analiz (SASW) vb. deneyleridir (Sitharam vd., 2004). Düşük deformasyonlu arazi deneylerinin en önemli özelliği, zemin özelliklerini hızlı ve direkt olarak yerinde ölçebilen deneyler olmasıdır (Woods, 1994).

Yüksek deformasyonlu arazi deneylerinde zemin ortamda davranışın elastoplastik olduğu ve zeminde geri dönüşü olmayacak kalıcı şekil değiştirmelerinin olduğu kabul edilir. Bu deneyler, standart penetrasyon deneyi (SPT), koni penetrasyon deneyi (CPT), becker penetrasyon deneyi (BPT) başta olmak üzere, dilatometre ve presiyometre deneyleridir (Sitharam vd., 2004).

1.6.1.1. Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

İlk kez 1927 yılında geliştirilmeye başlanan SPT, günümüzde diğer arazi deneylerinden daha yaygın olarak kullanılmakta olan bir deneydir (Robertson vd., 1983). SPT, Türkiye’de ve dünyanın birçok ülkesinde en fazla tercih edilen arazi deneyidir (Durgunoğlu ve Toğrol, 1974). Kuzey Amerika’da en çok kullanılan arazi deneyi olan SPT’nin geleneksel temel tasarımlarında % 90 oranında kullanıldığı belirtilmektedir (Robertson vd., 1983). Türkiye’de de SPT hemen hemen her zemin inceleme programının ana kısımlarından biri olarak karşımıza çıkmaktadır (Sivrikaya ve Toğrol, 2003). Tipik bir standart penetrasyon deney şeması ve SPT kaşığı örneği Şekil 19’da görülmektedir.

Dinamik bir sonda deneyi olan SPT, önceden açılmış sondaj kuyusunda yapılan bir arazi deneyidir. Sondaj sırasında zaman zaman (1-2 m’de bir) sondaja ara verilir, sondaj ekipmanı kuyudan çıkarılır ve kuyu tabanı temizlenir. Daha sonra birbirlerine vidalanarak vb. işlemlerle takılmış standart tijlerin (birbirlerinin aynı) ucuna standart bir sonda (kaşık, sonda; dış çapı 5 cm, iç çapı 3,5 cm ve uzunluğu yaklaşık 65 cm olan bir tür kalın cidarlı örnek alıcı) takılarak sistem, sondaj yapılan ve önceden temizlenen kuyu tabanına indirilir. Sondayı (kaşığı) çakmak için standart bir enerji uygulanır. Bunun için 0,76 m yükseklikten serbestçe düşen 63,5 kg kütledeki bir tokmak kullanılır. Sonda, önce zemine 0,15 m çakılır. Böylece kuyu tabanında sondajdan dolayı oluşan örselenmiş derinlik geçilir, daha sonra kaşık 0,30 m daha çakılır. İlk 0,15 m den sonra sondanın 0,30 m daha çakılması için gerekli vuruş (çakma) sayısına Standart Penetrasyon Direnci (SPT sayısı, SPT-N veya N) denilir. Deney genel olarak her 1-2 m’de bir tekrarlanır. Deney sonuçları ile SPT-N sayısı arasında grafikler çizilir. Deney taşlı çakıllı ve çok sert zeminler için uygun değildir. Daha çok kumlar için olmakla birlikte, SPT; kum, ince çakıl, silt ve kil için uygundur (Uzuner, 2011). Taşlı ve çakıllı zeminlerde kaba parçaların çakma esnasında örnek alıcının ucuna denk gelmesi halinde, örnek alıcının görebileceği muhtemel hasarı önlemek için, ucuna içi dolu 60° açılı konik bir uç takılabilir (Bell vd; 1990).



Şekil 19. Standart penetrasyon deneyi (SPT) şeması ve SPT kaşığı (Uzuner, 2011).

SPT'ye yönelik olarak ulusal ve uluslar arası detaylı deney prosedürleri (AASHTO T-206-09, ASTM D 1586-08a) geliştirilmiştir.

SPT sayısı ile zeminlerin başlıca sıklık gevşekliği olmak üzere sertlik ve yumuşaklığı, kayma direnci parametreleri, serbest basınç mukavemeti, drenajsız kayma mukavemeti, hacimsel sıkışma katsayısı vb. fiziksel parametrelerin yanında, zeminin sıvılaşıma potansiyeli, temellerin oturması, kazık kapasiteleri vb. belirlenebilmektedir (Uzuner, 2011; Chen ve Liew, 2003; Sivrikaya ve Toğrol, 2003).

Deney, SPT'nin uygulanmasındaki farklılıklar ve deneyde kullanılan ekipmanlar sebebiyle birçok faktörün etkisindedir. Dolayısıyla SPT'den elde edilen sonuçlar (SPT-N) üzerinde düzeltmeler yapılarak bu faktörlerin farklı etkileri belirli bir standarda getirilebilmektedir. Sondaj metotları, tıj tipleri, sondaj kuyusu ebatları, numune alıcı tipi, vuruş sıklığı, tokmak tipi ve düşürülmesine bağlı enerji, deney prosedürü vb. birçok değişken SPT sonuçlarını etkilemektedir (Sağlamer, 1979; Coduto, 2001). Bu değişkenlere bağlı olarak ölçülen penetrasyon direnci ($SPT-N_{arazi}$, ham veri) aşırı yüksek veya aşırı

düşük olabilmektedir. Aşırı yüksek olarak ölçülen SPT- N_{arazi} değerleri; güvenli olmayan yetersiz sonuçlar, aşırı düşük olarak ölçülen SPT- N_{arazi} değerleri ise ekonomik olmayan aşırı güvenli sonuçlar ortaya çıkarmaktadır (Sivrikaya ve Toğrol, 2003). Örneğin; su altındaki kumlarda uygulanan bir deneyde oldukça düşük SPT-N değerleri (< 10) sondaj tabanındaki zeminin yüksek su basıncından dolayı örselenmiş olduğuna işaret edebilmektedir (Bell vd; 1990).

SPT yapılırken doğru SPT direncini elde edilmesi için, sondaj kuyusu içerisindeki su seviyesinin gerçek yeraltı su seviyesi ile aynı olması sağlanmalıdır. Bunun için de çoğu zaman dışarıdan sondaj borusu içine su ilave etmek gerekmektedir. Yüksek yeraltı su seviyesine sahip temiz kumlu zeminlerde, yeraltı su seviyesi gerçekte daha yüksek iken sondaj kuyusu içerisinde daha düşük seviyede olması halinde, sondaj kuyusu tabanındaki kum, basınç farkından dolayı yukarı yönde kaynamakta ve zemin örselenerek bozulmaktadır. Örselenen kuyu taban zemini üzerinde uygulanan deneyden elde edilen SPT-N değerleri, gerçekten daha küçük olmakta ve çoğu zaman zeminde sıvılaşma potansiyeli olduğu rapor edilerek hatalı sonuçlar elde edilmektedir (Nalçakan ve Özarslan, 2008).

Deneyde çeşitli düzeltmeler mevcut olmakla birlikte, düzeltme yöntemi genel olarak araziden elde edilen SPT sayısının bazı katsayılarla çarpılması ile düzeltilmiş SPT sayısının belirlenmesi esasına dayanır.

Ölçülen vuruş sayıları (SPT- N_{arazi}), N_{60} veya $(N_1)_{60}$ vb. olarak düzeltilerek hesaplamalarda kullanılacak şekilde temsil edilebilir. Burada; N_{60} , standart tokmağın standart yükseklikten serbest düşmesi halinde ortaya çıkan enerjinin %60'ına göre düzeltilmiş vuruş sayısını, $(N_1)_{60}$ ise teorik serbest düşme enerjisinin %60 ve efektif düşey basıncın 100 kPa değerine göre düzeltilmiş vuruş sayısıdır (Sivrikaya ve Toğrol, 2003).

Düzeltilmeler ve formülasyonlar SPT ile sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi bölümünde açıklanacaktır.

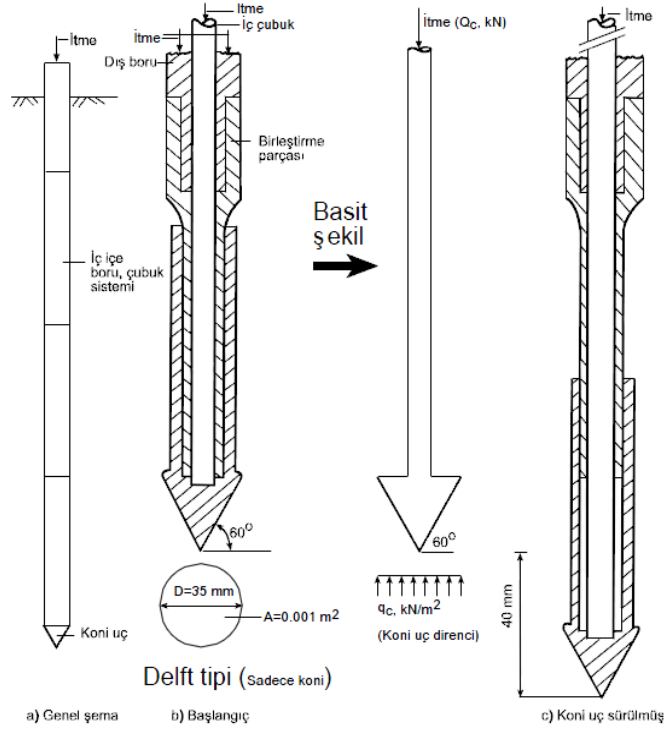
1.6.1.2. Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)

Dinamik bir etki olan çakma yerine, deneyde sondaya itme uygulanması nedeniyle başlıca statik sonda deneyi olan Koni Penetrasyon Deneyi (CPT), Hollanda Koni Deneyi, Statik Sonda Deneyi, İtmeli Sonda Deneyi vb. adlarla da anılmaktadır (Uzuner, 2011).

Deney prosedürü ve aletleri tipik olarak çeşitli ulusal ve uluslararası standartlarda (ASTM D3441-05, ASTM D5778-07) belirtilmiştir. Şekil 20’de tipik bir sürtünme ceketsiz sonda örneği görülmektedir.

Deney temel olarak, tepe açısı 60° ve izdüşüm kesit alanı 10 cm^2 ($D=3,57 \text{ cm}$) olan metal koni ucun zemine mekanik olarak itilerek batırılmasıdır (Uzuner, 2011). Zemine birkaç cm itilen koninin ucuna zeminden etki eden penetrasyon direnci (q_c) (9) bağıntısı ile belirlenir.

$$q_c = \frac{Q_{uc}}{A} = \frac{Q_{uc}}{0,001} \text{ (kN / m}^2\text{)} \quad (9)$$



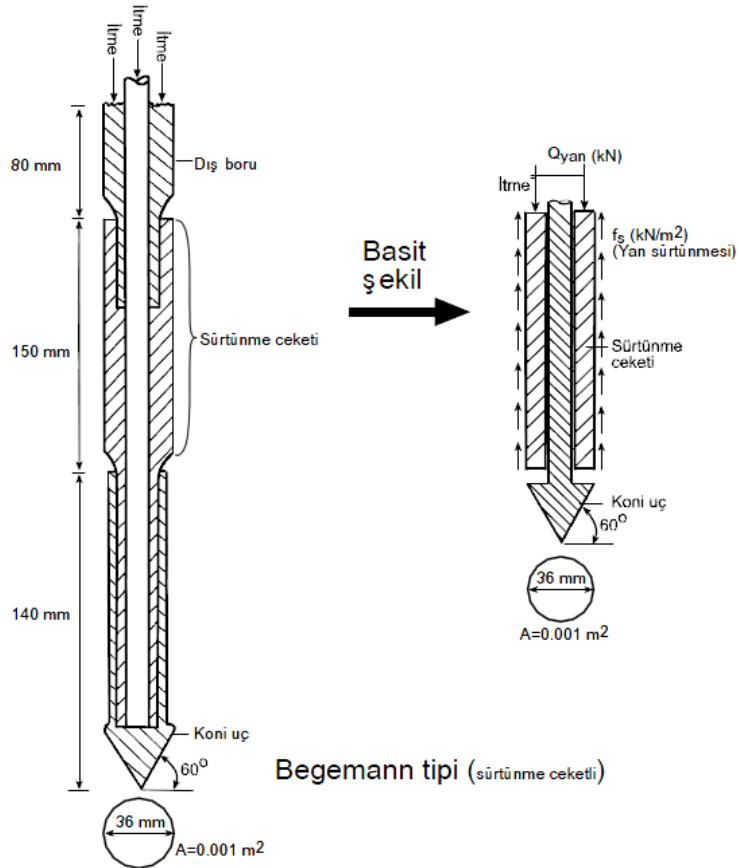
Şekil 20. Sürtünme ceketsiz sonda (Delf konisi) (Uzuner, 2011).

Deneyde kullanılan yükleme düzeneği çoğunlukla araçlara monte edilmiş kapalı kabinler içerisinde bulundurulur ve bu sayede tüm hava koşullarında çalışabilir niteliktedir (Saygılı, 2005). Koni uç, zemine tipik olarak saniyede 1-2 cm aralıklarla itilebilir (Chen ve Liew, 2003). Mekanik CPT ile deneyde 200-250 mm aralıklarla ya da elektriksel CPT ile sürekli olarak ölçüm alınabilir. Deneyde sondaj kuyusu gerekmediğinden, CPT görelî

olarak pahalı olmayan bir arazi penetrasyon deneyidir (Bell vd; 1990). Deneyde SPT'nin aksine örnek alınmamaktadır (Uzuner, 2011).

Begemann (1965) tarafından koniye ilave edilen sürtünme ceketli nedeniyle Begemann tipi olarak da adlandırılan sürtünme ceketli statik sondalarda (Şekil 21), koni uç direnci yanında, zemin yan sürtünmesi (f_s) (içi boş çelik bir borudan oluşan sürtünme ceketinin zemine itilmesinde zeminin bu harekete karşı ters yönde gösterdiği direnç) de ölçülebilmektedir (Bell vd; 1990; Uzuner, 2011). Standart sürtünme ceketli yüzey alanı 150 cm^2 olarak kullanılmaktadır. Zemin yan sürtünmesi, 150 cm^2 ceket yüzey alanı için bağıntı (10) ile hesaplanabilir.

$$f_s = \frac{Q_{yan}}{A_{yan}} = \frac{Q_{yan}}{0,015} \text{ (kN / m}^2\text{)} \quad (10)$$

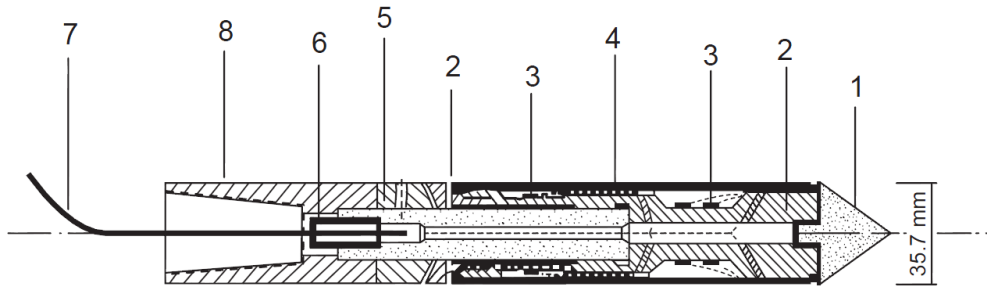


Şekil 21. Sürtünme ceketli statik sonda (Begemann konisi) (Uzuner, 2011).

CPT, örselenmemiş numune almanın çok zor olduğu zeminlerde çok kullanışlıdır. Özellikle yumuşak killer, siltler ve kumlar da deney uygulanabilmektedir (Bell vd; 1990). Deney, taşlı iri çakıllı sert zeminler için uygun değildir (Uzuner, 2011).

Deneyden elde edilen q_c ve f_s ile zemin hakkında; sıkılık, kayma direnci parametreleri, taşıma gücü, temel oturmaları, kazık taşıma gücü vb. bilgiler elde edilebilmektedir (Uzuner, 2011). Ayrıca zeminlerin sıvılaşma potansiyellerinin belirlenmesinde çok kullanılan bir deney olan CPT ile yine çeşitli bağıntı ve grafikler yardımıyla zeminin sükunetteki yanal toprak basınç katsayısı, killerin drenajsız kayma mukavemeti de belirlenebilmektedir (Chen ve Liew, 2003).

CPT'nin mekanik olarak değil de elektriksel olarak çalışan türü (Şekil 22) CPTU (CPTu, Sismik Elektrik Sonda (Piezocone)) olarak adlandırılmaktadır. CPTU; sürekli ölçüm alınabilmesi, yüksek hassasiyet ve doğruluk, tekrarlanabilirlik, dijital olarak veri toplanması kolaylığı vb. nedenlerle mekanik CPT ye oranla çok daha avantajlıdır.



- | | |
|---------------------------|--------------------------|
| 1. Konik Uç | 5. Ara Halka |
| 2. Yük Hücresi | 6. Su Geçirmez Koruma |
| 3. Şekil Değişirme Ölçeri | 7. Kablo |
| 4. Sürtünme Ceketli | 8. Tijlere Birleşim Yeri |

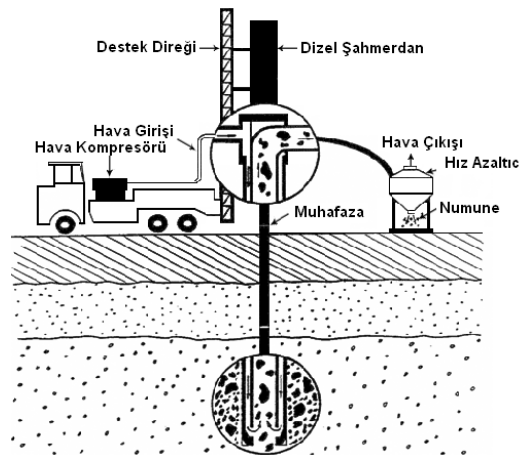
Şekil 22. Standart elektrikli sürtünme ceketli koni penetrasyon aleti (De Ruiter, 1971; ASTM D5778-07, 2007).

Elektriksel koniye eklenebilen çeşitli ilave elektronik aletler ile penetrasyon boyunca, başlıca zeminin (aşırı) boşluk suyu basıncı, zemin tabakasının eğimi, zeminde oluşan kayma dalgası hızı, zeminin sıcaklığı, elektriksel direnci ve yeraltı suyunun çeşitli kimyasal özellikleri de belirlenebilmektedir (Robertson vd., 1983; Chen ve Liew, 2003).

1.6.1.3. Becker Penetrasyon Deneyi (BPT)

Becker Penetrasyon Aleti (Sondası) 1958 yılında sismik yöntemlerle yapılan petrol aramalarında kullanılmak üzere Kanada'da geliştirilmiştir (Sy ve Campanella, 1992; Rowe, 2001). BPT sondası, taneli zeminlerde sıkılık ve kazık çakılabilirliğin belirlenmesi için; delme, örnek alma ve penetrasyon deneyi amaçlı geoteknik araştırmalarda kullanılmaktadır (Sy ve Campanella, 1992). Ayrıca Kuzey Amerika'da madencilikte ve ayırık taneli yapıya sahip doğal yeraltı kaynaklarının araştırılmasında da yaygın olarak kullanılmaktadır (Rowe, 2001).

Sonda, özel olarak tasarlanmış çift çeperli kaplama borusunun (örnek alıcının) zemine çakılmasına yönelik olarak, kazık çakmada da kullanılan çift etkili dizel tokmaklarla (şahmerdanlar) çalışmaktadır. Sonda, merkezi olarak iç içe geçmiş kalın cidarlı, biri erkek biri dişi, ucu sivri iki borudan oluşur. Çakma etkisinin yalnızca dıştaki boru tarafından absorbe edilmesi amacıyla, içteki boru dış boruya sabitlenmiş haldedir. Tipik sonda boyu 2,4 m – 3 m olmakla birlikte iç ve dış çapları 83-140 mm, 110-170 mm, 150-230 mm olmak üzere üç tipi mevcuttur. Becker sondası delme veya örnek alma için açık uçlu olarak da zemine çakılabilir. Bu durumda basınçlı hava, örnek alıcının iç ve dış borularının arasındaki boşluktan basılarak zeminin asıl örnek alıcı olan iç boruya doğru gitmesi ve toplanmasını sağlar. İç borudaki bir diğer hava çevrimiyle de örnek alınır. Ters Çevrim metodu olarak anılan bu delme tekniği Şekil 23'de gösterilmektedir (Sy ve Campanella, 1992).



Şekil 23. Becker sondası ve zeminden örnek alma yöntemi (Harder ve Seed, 1986).

Siklon adı verilen ve sistemde hızla hareket eden hava/zemin akımının enerjisini düşüren/dağıtan bir alet yardımıyla zemin parçaları yüzeyde toplanır. Delmenin her derinlikte durdurulabilmesi ve bu derinliklerde açık uçlu örnek alıcının sondaj kuyusu tabanına indirilebilmesi, zemin ortamdan silindirik numune alma olanağı verir. Ayrıca sistemin bu özelliğinden yararlanılarak sondaj kuyusu tabanında SPT veya diğer arazi deneyleri de yapılabilmektedir. Delme işlemi tamamlandığında birbirine paralel iki hidrolik krika yardımıyla çalışan bir makara sistemi ile örnek alıcı tutulup zemin yüzeyine doğru çekilerek çıkartılır (Sy ve Campanella, 1992). Becker sondası basınçlı hava kullanılmadan kapalı uçlu olarak da zemine çakılabilir. Bu şekilde yapılan uygulama Becker Penetrasyon Deneyi olarak anılır. Sondayı her 30 cm çakmak için gereken vuruş sayısına zeminin BPT direnci ya da BPT sayısı denilir ve sürekli olarak kaydedilir (Youd vd., 2001). Taneli zeminlerde sonda çapının zeminin tane çapından oldukça büyük olması BPT'yi SPT'ye oranla daha güvenilir ve tanımlayıcı kılmaktadır (Sy ve Campanella, 1992; Rowe, 2001).

Becker sondasının en önemli avantajı, kaba taneli zemin kütlelerinde hızlıca uygulanması ve örnek alınabilmesidir. Bu özelliği nedeniyle kum, çakıl ve kaba bloklu taşlı zeminlerdeki geoteknik incelemelerde ve özellikle de benzer fiziksel özelliklere sahip maden yataklarının araştırılmasında kullanılmaktadır (Sy ve Campanella, 1992).

BPT henüz standartlaşmamış bir arazi deneyidir ve farklı tipte ekipman ve deney prosedürleri kullanılmaktadır. BPT verileri ile incelenmiş ve değerlendirilmiş çok az sayıda sınıflama olgusu mevcuttur. Bu nedenle Becker penetrasyon direnci ile zeminin davranışını tanımlamak yerine BPT verilerinden SPT-N değerlerine çeşitli amprik korelasyonlarla geçiş yapılarak, SPT-N değerleriyle zemin ile alakalı değerlendirmeler ve hesaplar yapılmaktadır. BPT-SPT ilişkisi ilk olarak, arazide çeşitli zeminlerde hem SPT hem de BPT'yi paralel olarak uygulayan Harder ve Seed (1986) tarafından elde edilmiştir. Tam olarak doğrulanmayan ve tüm parametrelerin değerlendirilmediği BPT-SPT korelasyonlarının, 30 m den daha büyük derinliklerde veya gevşek taneli zeminlerin üzerinde bulunan kalın ve sıkı zeminlerde kullanılması önerilmemektedir (Finn, 2002; Youd vd., 2001).

1.6.1.4. Zeminde Sismik Jeofizik Yöntemlerle Kayma Dalgası Hızının Tespiti

İnşaat mühendisliğinde, geniş alanların zemin yüzünden hızlı bir şekilde incelenmesinde jeofizik yöntemler kullanılmaktadır (Uzuner, 2011). Sismik jeofizik deneyleri zemin özelliklerinin belirlenmesinde önemli bir yeri olan arazi deneylerini içermektedir (Kramer, 1996). Mekanik olarak idealleştirilmiş durumda, zeminlerin kayma modülü (G), Poisson oranı (ν), Elastisite modülü (E), zemin hakim periyodu (T) gibi karakteristik dinamik özellikleri kayma dalgası hızı deneyi ile belirlenebilmektedir (Chen ve Liew, 2003; Andrus ve Stokoe, 2000).

Deneysel olarak çoğu zaman, yapay olarak dalga üreten bir sismik kaynaktan yayılan dalgaların uzaktaki alıcılara (jeofon) varış zamanları ölçülür ve kaydedilir. Enerjisi balyoz ile zemin yüzeyine vurulmasından, gömülmüş patlayıcılardan çıkan enerjiye kadar değişen bir kaynaktan, genellikle P, S veya yüzey dalgaları oluşturulur. Sismik jeofizik deney ölçümlerinin doğru bir şekilde yorumlanabilmesi için yeraltı suyu durumunun dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi gerekmektedir. P dalgaları yeraltı suyunda sıcaklık ve tuzluluk oranına göre yaklaşık olarak 1500 m/s hızla yayılabilirler. Zeminin rijitliği için hız bir belirteç olmamasına rağmen, yumuşak suya doygun zeminler P dalgalarını yüksek hızlarda yayabilmektedir. Yeraltı suyunun dikkate alınmadığı hesaplamalarda zeminin rijitliği, gerçek değerinden oldukça büyük çıkmaktadır. Yeraltı suyu durumunda daha çok S dalgaları kullanılarak problemler giderilebilmektedir. Bunun temel nedeninin S dalgalarının yeraltı suyunda (genel olarak su içerisinde) ilerleyememesi ve yalnızca zemin ortamında ilerleyebilmesidir (Kramer, 1996). En temel Sismik jeofizik deneylerinden birisi olan sismik kırılma deneyidir.

1.6.1.4.1. Sismik Kırılma Deneyi ile Kayma Dalgası Hızının Belirlenmesi

Yöntemde, zeminde şok dalgaları oluşturularak, bunların yayılma süreleri jeofonlarla belirlenir. Zeminde şok dalgalarını oluşturmak için ya bir miktar patlayıcı sığ bir derinlikte patlatılır veya ağır bir çekiçle zemin yüzündeki bir metal plakaya vurulur. Zemin üzerinde belirli bir doğrultu boyunca yöntem uygulanır. Ya çok sayıda jeofon kullanılır ya da bir jeofon, yeri sabit bir şok kaynağından gittikçe uzaklaştırılarak deney tekrarlanır. Deney sonunda uzaklık-dalga yayılma süresi grafiği çizilir. Sismik kırılma deneyinin şematik gösterimi ve uzaklık-süre grafiğinin tipik bir örneği Şekil 24'de görülmektedir. Uzaklık-

süre grafiği tabakalı zeminlerde kırık doğru parçalarından oluşmaktadır. Zemin ortamda şok dalgaları zemin cinsine göre farklı hızlarda yayılırlar. Şok kaynağından çıkan dalgalardan, ilk tabaka içinde doğrudan yayılanlar ilk jeofonlara daha önce varırlar. Daha sonraki jeofonlara ise alttaki tabakaya ulaşp ve onun içinde yayılıp tekrar yüzeye varanlar, doğrudan yayılanlara göre daha önce varırlar. Dolayısıyla yöntem temel olarak şok dalgasının jeofona varış süresinin ve şok kaynağı ile jeofon arasındaki mesafenin belirlenmesine dayanır. Bu şekilde zeminde her bir tabaka için (1,2...n) kayma dalgası hızı bağıntı (11) ile belirlenir. Uzaklık yayılma süresi grafiğindeki kırılma noktaları yeni bir tabakanın varlığına işaret eder (Uzuner, 2011).

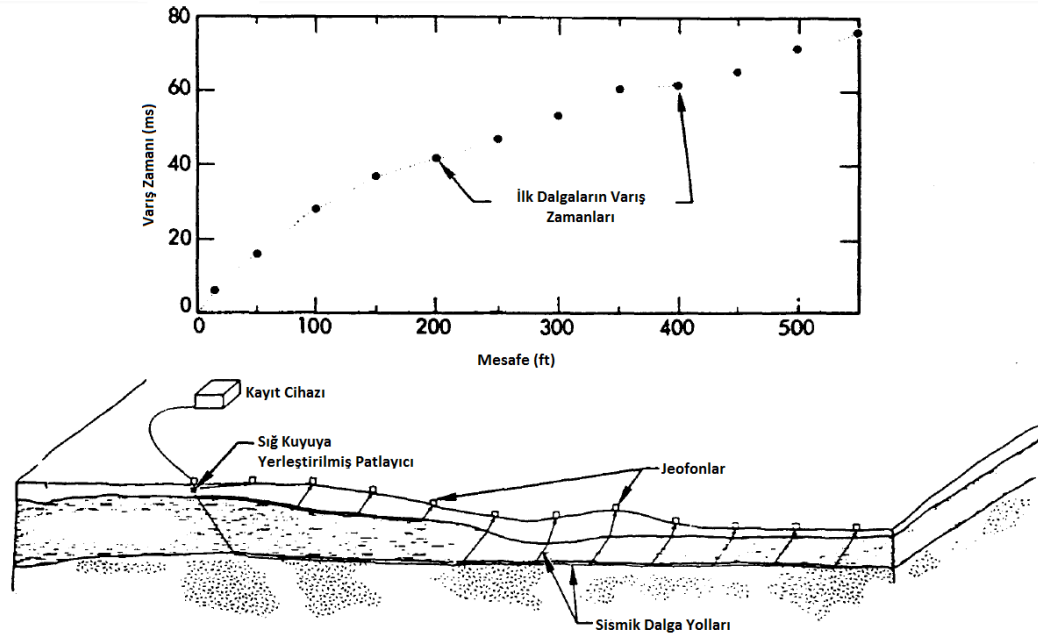
$$t_n = X_n / V_n \quad (11)$$

Burada;

t_n : Şok Dalgasının n. Jeofona Ulaştığı Süre (s)

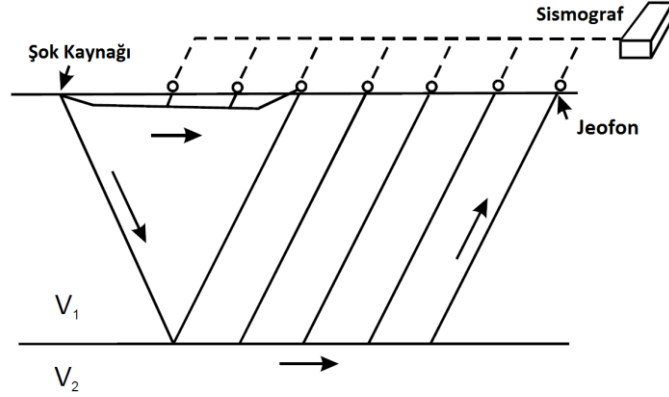
X_n : Sismik Kaynakla n. Jeofon Arası Mesafe (m)

V_n : n. Jeofonda Ölçülen Kayma Dalga Hızı (m/s) dir.



Şekil 24. Sismik kırılma yönteminin şematik gösterimi (Redpath, 1973).

Grafikler ve bazı bağıntılarla her zemin sınıfının karakteristik kayma dalgası hızının olmasından faydalanılarak, tabaka kalınlıkları, zemin cinsleri, boşluk oranı, gerilme durumu, gerilme geçmişi, jeolojik yaş vb. özellikler belirlenebilir (Andrus ve Stokoe, 2000). Şekil 25’de farklı tabakalarda dalga yayılımının ve dalga kırılmasının tipik bir örneği görülmektedir.



Şekil 25. Sismik kırılma yönteminde dalga yayılımı ve farklı tabakalarda kırılma (Geophysical Techniques Manual, 2005).

Türkiye deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkındaki yönetmeliğine göre zeminleri kayma dalgası hızına göre karakterize ederken, aynı zamanda buna yardımcı olacak şekilde; dayanım, rölatif sıklık ve standart penetrasyon direnci açısından da değerlendirilebilmektedir. Bununla birlikte yerinde ölçüm yapılamadığı durumlarda diğer arazi deneyleri verilerinin kayma dalgası hızları ile olan korelasyonlarından da faydalanılarak yapay kayma dalgası hızları da belirlenebilmektedir (Andrus ve Stokoe, 2000).

1.6.2. Sıvılaştırma Analizlerinde Kullanılan Laboratuvar Deneyleri

Zemin mekaniğinde laboratuvar deneyleri önemli bir yer tutmaktadır. Her ne kadar zeminden örselenmemiş örnek alınması çoğu zaman zor ve hatta bazen imkansız olsa da, zemin ortamının laboratuvar ortamında modellenmesi ve zeminin farklı fiziksel koşullarda göstereceği davranışının bilinmesi açısından laboratuvar deneylerinden sıklıkla yararlanılmaktadır. Laboratuvar deneyleri de tıpkı arazi deneylerinde olduğu gibi yüksek ve düşük deformasyonlu olarak iki alt başlık altında gruplandırılmaktadır.

1.6.2.1. Yüksek Deformasyonlu Laboratuvar Deneyleri

Gerilme şekil değiştirme ilişkisine dayalı olarak dinamik koşullarda zemin özelliklerinin belirlenebildiği laboratuvar deneylerinden en çok kullanılanları; devirsel üç eksenli basınç (hücre) deneyi, devirsel direkt kesme kutusu deneyi ve devirsel burulmalı kesme kutusu deneyidir (Sitharam vd., 2004; Kramer, 1996).

1.6.2.1.1. Devirsel Üç Eksenli Basınç (Hücre) Deneyi

Statik koşullarda sıklıkla kullanılan üç eksenli basınç deneyine benzer şekilde devirsel üç eksenli basınç deneyi, yüksek şekil değiştirme seviyesinde dinamik zemin özelliklerinin belirlenmesinde en çok kullanılan deneydir. Deneyde silindirik bir numune üst ve alt yükleme plakası arasına yerleştirilir ve ince kauçuk bir membran ile kaplanır. Numune radyal ve eksenel olarak yüklenir. Deneyde numunenin alet içindeki sınır koşullarından dolayı, numunede asal gerilmeler daima düşey ve yatay olmaktadır. Ortaya çıkan eksenel ve radyal gerilme arasındaki bu farka “deviatör gerilme” adı verilmektedir. Deneyde deviatör gerilme, çevrimli olarak hem gerilme kontrollü hem de şekil değiştirme kontrollü olarak yüklenir. Genelde, deney radyal gerilmenin sabit, eksenel gerilmenin 1 Hz'lik ($1 \text{ Hz} = 1 \text{ s}^{-1}$) bir frekansla yüklenmesi şeklinde yapılmaktadır. Gerilme ve şekil değiştirmeler deneyde belirlenir, buradan da kayma modülü, sönüm oranı ve kayma dalgası hızı (V_S) belirlenir (Kramer, 1996).

1.6.2.1.2. Devirsel Direkt Kesme Kutusu Deneyi

Devirsel direkt (basit) kesme kutusu deneyi ile devirsel üç eksenli basınç deneyinden daha doğru şekilde ve zemin numunesi üzerinde tekrar tekrar deprem gerilmeleri üretilebilmektedir. Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde en çok kullanılan deneydir. Deneyde kısa ve silindirik bir numune rijit sınır plaklar ile yanal genişlemeye karşı sınırlandırılır. Numunenin tepesi veya tabanına uygulanan kayma gerilmeleriyle, numune düşey olarak S dalgalarına maruz kalmış bir elemana benzer şekilde deformasyona uğrar. Deneyde kayma gerilmelerinin, numunenin yalnızca tepe kısmınlarına uygulanır. Bu nedenle yanal yüzeylere hiçbir kayma gerilmesi etki etmediğinden düşey kayma

gerilmelerinin numune üzerinde oluşturduğu momentler üniform olmayan şekilde dağıtılmış kayma ve normal gerilmeler ile dengelenmektedir. Gerilmelerin üniform şekilde olmamalarının olumsuz etkileri numunenin çap/yükseklik oranının arttırılması ile sağlanabilmektedir (Kramer, 1996).

1.6.2.1.3. Devirsel Burulmalı Kesme Kutusu Deneyi

Devirsel üç eksenli ve devirsel direkt kesme kutusu deneyinin birçok uygulama zorluğundan, silindirik numunenin burulmayla yüklenmesi ile kaçınılabilmektedir. Bu deneyde izotropik veya anizotropik gerilme durumunda, sürekli dönen asal gerilme aksları ile yatay düzlemde devirsel kayma gerilmeleri uygulanır. Geniş bir şekil değiştirme aralığında zeminin rijitlik ve sönümlenme (damping) özellikleri belirlenir (Kramer, 1996).

1.6.2.2. Düşük Deformasyonlu Laboratuvar Deneyleri

Laboratuvar deneylerinden çok azı düşük şekil değiştirme oranında, zeminlerin dinamik özelliklerini ölçebilmektedir. Bunlardan en çok uygulananları; rezonant kolon deneyi, ultrasonik darbe (pulse) deneyi ve piezoelektrik eğen (bender) eleman deneyidir. Bu yöntemlerden rezonant kolon deneyi, en çok kullanılan deney çeşitidir (Woods, 1994).

1.6.2.2.1. Resonant Kolon Deneyi

Resonant kolon deneyi zeminlerin düşük şekil değiştirme özelliğinin belirlenmesinde en çok kullanılan laboratuvar deneyidir. Elektromanyetik yükleme sistemiyle içi dolu blok şeklinde veya içi boş silindirik numunelere harmonik (belirli bir periyot altında devamlı tekrar eden) şekilde yüklenen burulmalar veya eksenel yüklemelerle deney yapılır. Yükleme sisteminde genellikle frekansı ve genliği kontrol edilebilen harmonik yükler kullanılır. Resonant kolon numunesi hazırlanıp konsolide edildikten sonra numune üzerinde devirsel yükleme başlatılır. Yükleme frekansı önce düşük seviyeden başlatılır ve şekil değiştirmenin genliği maksimum olana kadar arttırılır. Yersel olarak en büyük şekil değiştirme numunenin temel frekansı olarak kabul edilir. Deney aletinin, numunenin ve temel frekansın özellikleri kullanılarak bazı bağıntılar ile kayma dalgası hızı ve kayma

modülü belirlenir. Deney çakıllı zeminlerde ve kayalarda da uygulanabilmektedir (Kramer, 1996).

1.6.2.2.2. Ultrasonik Darbe (Pulse) Deneyi

Zemin ortamda dalga yayılım (Wave Propagation) hızları, zemin üzerinde uygulanan ultrasonik darbe deneyi ile laboratuvar ortamında ölçülebilir. Bir çeşit ultrasonik (sesden hızlı) elektrik verici ve alıcı, zemin örneğinin altında ve üzerinde bulunur. Zemin numunesinden elektrik akımı geçirirken, oluşan voltaj alıcı tarafından alınır ve numune üzerindeki boyut değişimi ve akımının zemin yüzeyindeki değişimi izlenir. Yüksek frekanslı elektrik akımı vericiye uygulanır, zemin hızlıca deforme olur ve gerilme dalgası numuneden alıcıya doğru ilerler. Gerilme alıcıya ulaştığında, bir voltaj darbesi (pulse) oluşur ve ölçülür. Alıcı ve verici arası mesafe ile akımın verilmesi ve alınması arasında geçen zaman bölünerek numune üzerinde oluşan kayma dalgası hızı belirlenir. Bu deney özellikle numunenin devamlı olarak örnek alıcıda kalabildiği, oldukça yumuşak zeminlerde uygundur (Kramer, 1996).

1.6.2.2.3. Piezoelektrik Eğen Eleman Deneyi

Piezoelektrik sistemler, elektrik akımı ile mekanik düzeneklerin bir arada kullanıldığı yapılardır. Zemin mekaniğinde çok yararlanılan bir teknik olup elektrik akımının kullanılmasına dayalı olarak oluşturulan mekanik etkilere, malzemenin verdiği fiziksel tepkilerin ölçülmesine dayalı bir yöntemdir.

Piezoelektrik Eğen (Bender) Eleman deney aleti, iki piezoelektrik malzemenin birbirine bağlanması ile oluşturulurlar. Verilen voltaj, numunelerin (elemanların) yüzeylerine uygulanır ve biri genişlerken diğeri daralır. Bu şekilde eleman bir yöne eğilir ve numunelerde harekete dik yönde S dalgaları oluşturulur. Oluşan bu S dalgası, elemanın başından sonuna ulaştığında alıcı elemanın kırılmasıyla yeni bir voltaj geçişi arasındaki zaman farkı ölçülerek, mesafe bu zaman farkına bölünür ve eleman üzerindeki S dalgası hızı (V_S) ölçülür. Bu deneyde zemin örneği örselenmediğinden farklı zemin özelliklerini ölçmek için de yararlanılabilir (Kramer, 1996).

1.6.2.3. Sıvılaştırma Analizlerinde Kullanılan Arazi ve Laboratuvar Deneylerinin Karşılaştırılması

Laboratuvar deneyleri nispeten küçük numunelerle ve çok farklı şekil değiştirme seviyelerinde yapılabilmektedir. Bunun yanında istenilen sayıda tekrarlanabilmesi ve kontrol edilebilmesinin yanında arazi deneylerine göre ekonomik olması da önemli avantajlarındandır (Sitharam vd., 2004). Arazideki zemin durumunun yerinde değerlendirilmesi açısından arazi deneyleri zemin incelemeleri açısından vazgeçilemez konumdadır. Arazi deneylerinin sıvılaştırma araştırmalarında sağladıkları fayda açısından kendi aralarında değerlendirilmesi Tablo 4’de verilmektedir.

Tablo 4. Arazi deneylerinin sıvılaştırma araştırmalarında kullanımı açısından karşılaştırılması (Youd vd., 2001).

Özellik	Deney Tipi			
	SPT	CPT	V_s	BPT
Sıvılaştırma Sahalarındaki Önceki Ölçümler	Bol	Bol	Sınırlı	Seyrek
Deney Tarafından Etkilenen Gerilme Şekil Değiştirme Davranışı	Kısmi Drenajlı, Yüksek Deformasyonlu	Drenajlı, Yüksek Deformasyonlu	Düşük Deformasyonlu	Kısmi Drenajlı, Yüksek Deformasyonlu
Kalite Kontrol ve Tekrar Edilebilirlik	Zayıftan İyiye	Oldukça İyi	İyi	Zayıf
Zemin Profilinin Değişkenliğinin Tespiti	Birbirine Yakın Olarak Yapılan Deneylerde İyi	Oldukça İyi	Makul	Makul
Deneye Uygun Önerilen Zemin Tipi	Çakılsız	Çakılsız	Tüm	Başlıca Çakıl
Zemin Örneği Alma İmkani	Evet	Hayır	Hayır	Hayır
Deneyin Endeks veya Mühendislik Özelliklerinin Ölçümü	Endeks	Endeks	Mühendislik	Endeks

1.7. Sıvılaşma Kaynaklı Zemin ve Yapı Hasarları

Depremler sırasında zemin tabakalarında sıvılaşma oluşması, yer hareketinin özellikleri ile zeminin rijitlik ve dayanım özelliklerinde yol açtığı değişiklikler ve oluşan şekil değiştirmelerden dolayı, zemin üstündeki ve içindeki yapılarda, toprak dolgularda ve şevlerde birçok olumsuz etkilerin ortaya çıkmasına neden olabilmektedir. Mühendislik yapıları açısından en önemli olumsuz etkilerin, zeminde mukavemet ve rijitlik kaybı ile aşırı şekil değiştirmeler ve yer değiştirmeler sonucu oluşan, temellerin taşıma gücü kaybı, aşırı toplam ve farklı oturmalar, yanal yayılmalar (yanal akmalara), akma ve şev göçmeleri, zemin yapıları ve istinat yapılarında hasarlar, kazıklar üzerinde ek yüklemeler ve yanal destek azalması, gömülü yapılar üzerinde basınçlar ve kaldırma etkisi olduğu ifade edilebilir. Bu etkilerin birçoğunun henüz tasarım için gerekli doğrulukta ve güvenilirlikte tanımlanabildiğini söylemek zordur (Özaydın, 2007).

Zeminde, dış yükler (yakın yapılar, yamaçlar, dolgular veya barajlar vb.) veya yerçekimi kaynaklı statik kayma gerilmelerinin varlığı, sıvılaşma potansiyelinin ve taneli zeminlerin davranışlarının belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır (Rahhal ve Lefebvre, 2000).

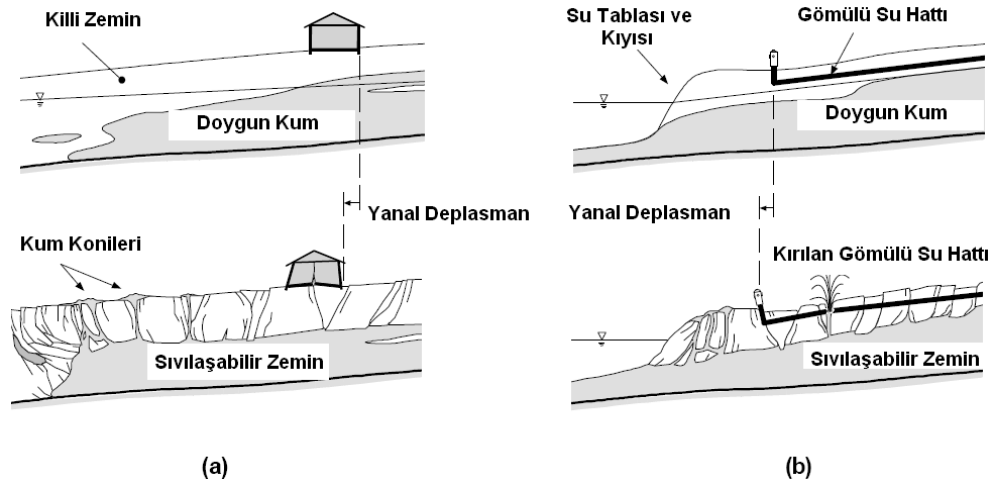
Statik kayma gerilmelerinin büyüklüğü ile sıvılaşma kaynaklı olarak zeminde oluşan artık kayma gerilmelerinin büyüklüğü, sıvılaşma kaynaklı zemin hasarlarının türü ve boyutunu belirlemektedir. Sıvılaşmada, zeminde oluşan artık kayma gerilmelerinin, statik koşullardaki gerilmelerden küçük olduğu durumlarda gözlenen deplasman veya deformasyonlara büyük ölçekli (hareket miktarı >1 m) zemin hasarları adı verilmektedir. En sık karşılaşılan sıvılaşma kaynaklı büyük ölçekli zemin hasarları; yanal yayılmalar, akma göçmeleri, büyük ölçekli şev kaymalarıdır (Seed vd., 2001).

Sıvılaşan zeminlerde oluşan bu zararlı etkilerin, biri ya da birkaçı beraberce gözlenebilmektedir. Aşağıda bu etkilerin bazıları hakkında kısa bilgiler verilmektedir.

1.7.1. Yanal Yayılma

Yanal yayılma, deprem anında genellikle sığ bir su tabakası altında ve 0,5 ile 3 derece arasında hafif eğimli, gevşek kumlu vb. kohezyonsuz bir zemin tabakası ihtiva eden arazilerde görülür. Bu durumda, zemin boşluk suyu artışına, yumuşama ve sıvılaşmaya maruz kaldığında, sıvılaşan tabakanın üzerinde bulunan doymamış zemin kütlesi blok

halinde sıvılaştıran alt tabakanın üzerinde kayarak yanal yayılmayı oluşturur. Bu hareket çok küçük deplasmanlarla sınırlı kalabileceği gibi, onlarca metre de olabilir ve yapılar için izin verilen deplasman değerlerinin üzerine çıkarak üst yapıda hasar oluşturabilir. Şekil 26'da zeminlerde sıvılaşma kaynaklı yanal yayılmaların oluşum şekilleri görülmektedir. Bu yanal hareket sonunda, şev yüzeyine paralel olarak çatlaklar görülebilir veya zemin tamamen göçebilir (Rauch, 1997; FEMA 303, 1997). Şekil 27'de 1999 Kocaeli depreminde gözlenen yanal yayılmalardan örnekler görülmektedir.



Şekil 26. Sıvılaştıran zeminlerde yanal yayılma; (a) hafif eğimli zemin yüzeyinde yanal yayılma, (b) serbest zemin yüzüne doğru yanal yayılma (Rauch, 1997).



(a)



(b)

Şekil 27. 1999 Kocaeli depreminde izmit körfezinde gözlenen yanal yayılma görünümleri: (a) futbol sahası, (b) çay bahçesi (URL-1, 2005).

1.7.2. Akma Göçmesi

Drenajsız koşullarda gevşek zeminler kayma gerilmelerine maruz kaldığında boşluk suyu basıncı artar ve zemin sıkışmaya yatkın hale gelir. Eğer zeminin, artık kayma gerilmelerine dayanımı, statik (dengeli) yükleme durumdaki kayma gerilmelerinden küçükse, zeminde sıvılaşma kaynaklı akma göçmeleri görülür. Aynı zemin çevrimli olarak yüklenirse, her çevrimde boşluk suyu basıncı biraz daha artar. Drenajsız koşullarda boşluk suyu basıncının birikerek artması ve efektif gerilmenin azalması nedeniyle zemin göçer.

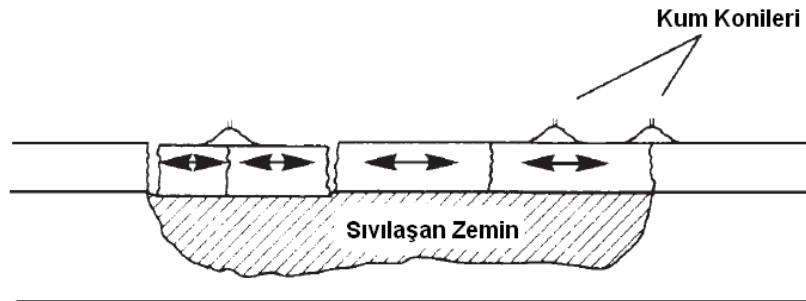
Eğer bu durumda da, kayma dayanımı statik kayma dayanımının altına inerse, zeminde yine akma göçmesi oluşur. Çevrimli yükleme bitip, azalan kayma gerilmesi halinde gerilme dengesi oluşana kadar deformasyonlar devam eder (Rauch, 1997).

Akma göçmesi, genellikle 3 dereceden daha büyük şev eğimine sahip, gevşek ve doymun kumlarda veya siltlerde görülmektedir. Akma göçmesinde, göçen zemin kütlesi onlarca metre yer değiştirebilir ve büyük hasarlara neden olabilir (FEMA 303, 1997).

1.7.3. Kum Kaynamaları ve Kum Konileri

Deprem sırasında ve/veya sonrasında oluşan yüksek ve farklı artık boşluk suyu basınçları zemin içerisinde hidrolik eğime neden olur ve su, enerjisi yüksek olan noktadan düşük olan noktaya doğru hareket eder (Tonaroğlu, 2006). Eğer bu su akışı yeterli güçte ise, su (boşluk suyu) kum tanelerini zemin içindeki çatlaklardan geçirerek zemin yüzeyine doğru götürür. Bu durumda zemin yüzeyinde biriken kum, koni (volkan) şeklini alır. Bu oluşan koni şeklindeki birikintiye kum konileri (öbekleri, volkanları), su ve zemin karışımının yüzeye doğru fişkırmasına da kum kaynamaları adı verilir (Al Bawwab, 2005).

Şekil 28’de sıvılaşma kaynaklı kum kaynaması ve kum konilerinin oluşumunun şematik bir gösterimi görülmektedir. Şekil 29’da tipik bir kum konisi oluşumu görülmektedir. Kum kaynamaları çoğunlukla bir hat üzerinde gözlenir ve kum volkanları dizisi çoğunlukla zemindeki bu çatlakları takip ederek oluşur (Day, 2002). Kum kaynamaları sırasında ve sonrasında zeminde sıkışmalar (oturmalar) meydana gelebilmektir (Özaydın, 2007).



Şekil 28. Sıvılaşma kaynaklı kum kaynaması ve kum konilerinin oluşumu (Day, 2002).



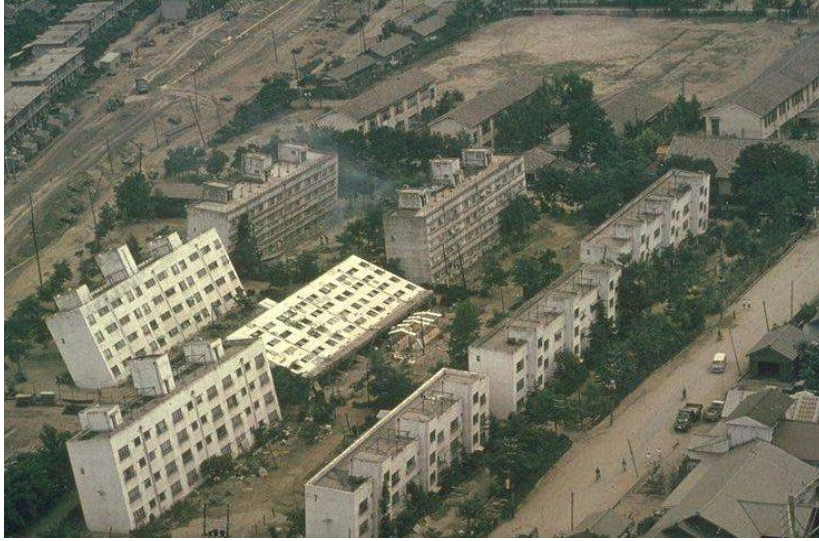
Şekil 29. Sıvılaşma kaynaklı kum kaynaması ve kum konileri (Kramer, 1996).

1.7.4. Taşıma Gücü Kayıpları, Oturma ve Toptan Göçme

Zeminlerde sıvılaşma kaynaklı olarak oluşan taşıma gücü kayıpları ve aşırı farklı oturmalar nedeni ile zeminle ilişkili yapılar, devrilme, zemine gömülme veya toptan göçme gibi hasarlara maruz kalabilmektedir (Erken vd., 2004). Şekil 30'da Kocaeli depreminde Adapazarı'nda bir yapının sıvılaşma kaynaklı taşıma gücü kaybı ve farklı oturma nedeniyle devrilmiş hali görülmektedir. Şekil 31'de Niigata depreminde yine taşıma gücü kaybı ve farklı oturma nedeniyle topluca devrilen binalar görülmektedir.



Şekil 30. Adapazarı'nda sıvılaşma kaynaklı taşıma gücü kaybı ve farklı oturma kaynaklı devrilme (Yasuda, 2004).



Şekil 31. Sıvılaşma kaynaklı taşıma gücü kaybı sonucu toptan göçme (1964, Niigata, Japonya) (Day, 2002).

1.7.5. Zemine Gömülü Yapılara Etkiyen Kaldırma Kuvvetiyle Yüze Çıkması

Özellikle nüfusun yoğun olarak yaşadığı bölgelerde zemine gömülü şebekelerin ve diğer yapıların kullanılamaz hale gelmesi, deprem kaynaklı sıvılaşma hasarlarından biri olarak tüm hayatı olumsuz yönde etkilemektedir. Zemine gömülü yapının kendi ağırlığı ve çevre zemininin yükselme hareketine karşı gösterdiği sürtünme kuvvetinin, yapıya etkiyen suyun kaldırma kuvveti ve aşırı boşluk suyu artışından kaynaklanan yukarı yönlü kaldırma

kuvveti toplamından küçük olması halinde, zemine gömülü yapılar yukarı yönde hareketlenmektedir. Şehir kanalizasyon şebekelerinde sıvılaşma kaynaklı olarak sıklıkla görülen, zemine gömülü yapıların zemin yüzeyine doğru yükselip zeminden dışarı çıkması olayı çeşitli araştırmacılarca farklı zamanlarda incelenerek olayın fiziksel süreci açıklanmaya çalışılmıştır. Bu çalışmalar sonunda genel görüş birliğine varılan en önemli etkenin, şebekenin veya diğer zemine gömülü muayene bacası, dinlenme bacası vb. yapıların altında bulunan dolgunun az derecede sıkışmış olmasıdır (Tobita vd., 2012). Şekil 32’de sıvılaşma etkisiyle zemin yüzeyine yükselen bir muayene bacası görülmektedir.



Şekil 32. Sıvılaşma etkisiyle zemin yüzeyine yükselen bir kanalizasyon muayene bacası (Tanaka vd., 2011).

1.8. Sıvılaşma Haritaları ve Kullanım Alanları

Sıvılaşma haritalarının kullandığı temel haritalama metodu haritalama amacına göre değişmekle birlikte, genel olarak üç alt başlık altında toplanmaktadır. Bu amaçla öncelikle genel olarak haritalanmasından bahsedilen fiziksel bir olgunun gerçekleşme durumunu tanımlayan; Tehlike (Hazard), Hasar Görebilirlik (Vulnerability) ve Risk olmak üzere, genellikle birbiri ile karıştırılan üç kavramın tanımlanması gerekmektedir.

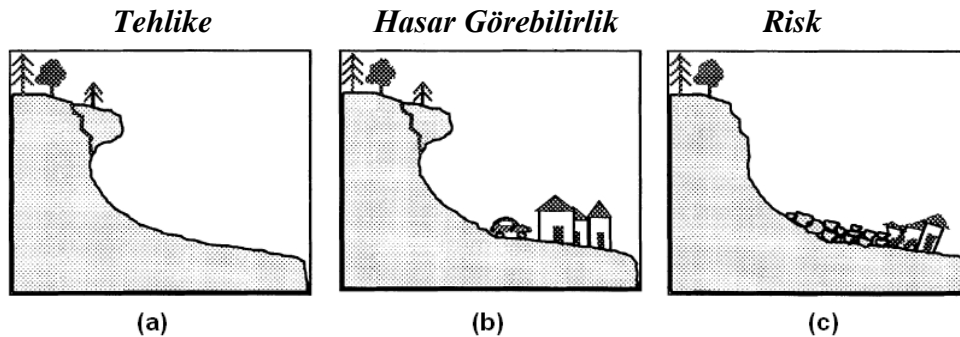
Tehlike; belirli bir zaman ya da zaman aralığında potansiyel olarak mevcut olan hasar verici bir durumun ihtimali veya genel olarak tehdit içeren bir olay olarak tanımlanır.

Tehlike; uzayda bir noktada gerçekleşebilecek olaylara yatkın veya hassas bir şekilde bulunan bir konuma ait ihtimalleri, belirli bir zaman aralığında gerçekleşmesini tetikleyici faktörleri içermektedir (Monge vd., 1998). Deprem tehlikesi zamanla değişen ve insanların kontrolü dışında gelişen bir olay olmakla birlikte risk değerlendirmesinde büyük öneme sahiptir. Mevcut deprem tehlikesinin belirlenmesindeki en önemli engellerden biri eski depremler hakkında yeterli bilimsel verinin elde olmayışıdır (Ambraseys, 2009).

Hasar Görebilirlik; potansiyel olarak hasar verebilecek bir olgunun gerçekleşmesi ile % 0 dan % 100'e kadar olan ihtimali bir aralıkta gözlenebilecek kayıp ve/veya hasar derecesini vermektedir (Monge vd., 1998). Hasar görebilirlik, yapıların fiziksel karakterleri ile tanımlanır. Bu nedenle de doğru uygulamalarla kontrol altına alınabilir ve azaltılabilir (Ambraseys, 2009).

Risk; belirli bir zaman aralığında ve yerde bilinen bir tehlike nedeniyle oluşması beklenen kayıpların (ölümler, yaralanmalar, mal kayıpları ve ekonomik faaliyetlerin zarar görmesi vb.) tümünü içermektedir. Matematiksel hesaplamalara dayalı olarak risk, tehlike ve hasar görebilirlik kavramlarının bir ürünüdür. Genellikle kabul gören akademik bir tanımlama olarak risk, her bir tehlike tipine göre ayrıca belirlenmelidir (Monge vd., 1998). Şekil 33'de; tehlike, hasar görebilirlik ve risk kavramlarının temsili bir örneği görülmektedir. Genel olarak risk kavramının en çok kullanıldığı yerlerden biri olarak deprem riski tehlike ve hasar görebilirlik kavramları ile aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır.

[Deprem Riski] = [Deprem Tehlikesi] x [Yapısal Hasar Görebilirlik] x (Yapısal Öneme Göre Seçilebilen Bir Katsayı) (Ambraseys, 2009).

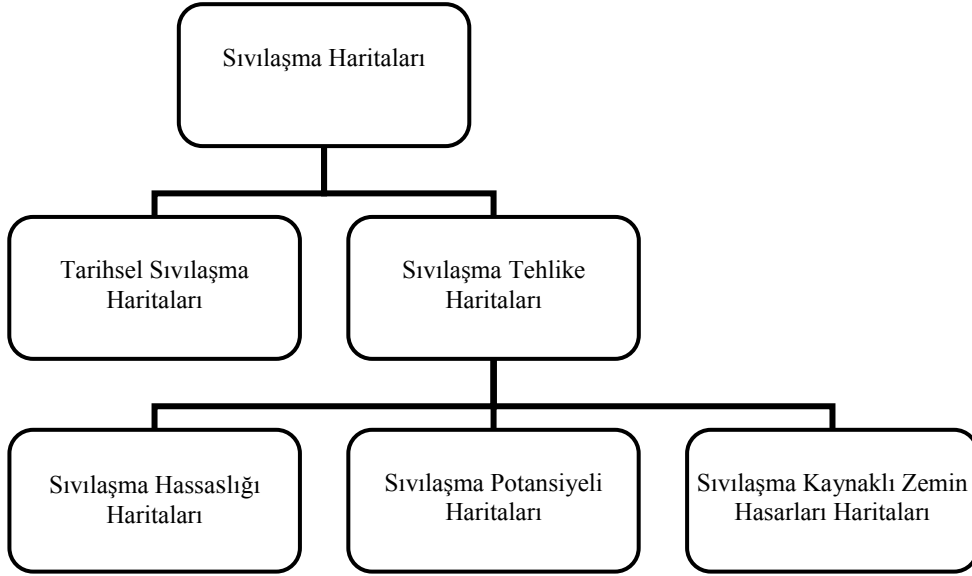


Şekil 33. (a) tehlike, (b) hasar görebilirlik ve (c) risk terimlerinin fiziksel bir örnekle gösterimi (Monge vd., 1998).

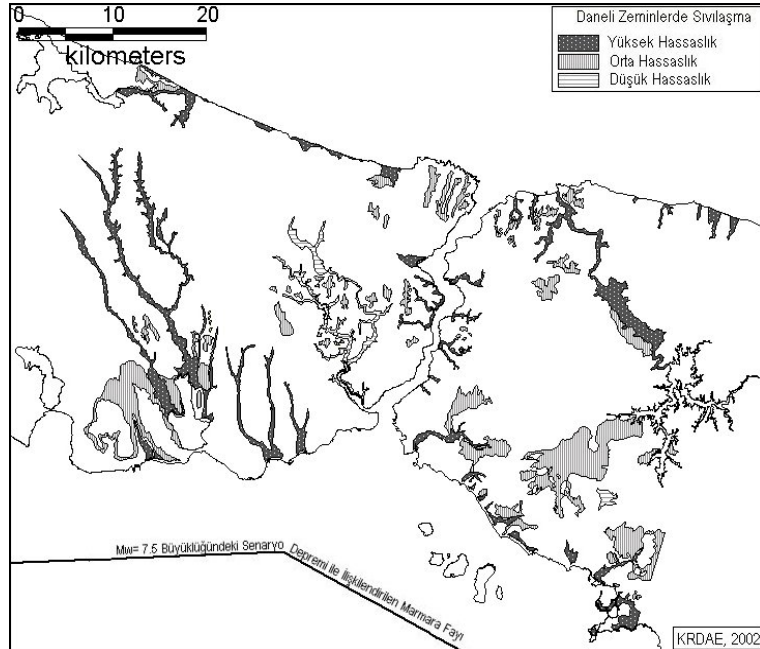
Sıvılaşma tehlikesinin haritalama ihtiyacı 1964 Alaska (ABD) ve Niigata (Japonya) depremlerinden sonra daha iyi anlaşılmış ve ilk haritalama örnekleri Amerika’da ve Japonya’da 1970’lerin başlarında başlamıştır. Yapıların yer seçiminde, tasarımında sağlayacağı fayda açısından kohezyonsuz zemin yığınlarının sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi oldukça kullanışlıdır. Aynı zamanda hasar önleyici yöntemlerin belirlenmesi, muhtemel hasar büyüklüğünün belirlenmesi, afete hazırlık ve afete karşı yürütülen planlarda da sıvılaşma haritaları önem taşımaktadır (Tezcan ve Özdemir, 2004).

Genellikle sıvılaşma potansiyel tehlike haritaları tipik olarak 1/24000 vb. gibi büyük ölçeklerde hazırlanmaktadır. Bu haritalar çok detaylı jeolojik, yeraltı ve yer üstü zemin tanımlamaları, yeraltı suyu durumunu v.b. birçok önemli bilgiyi sıvılaşma potansiyeli belirlenmesinde kullanılmak üzere ihtiva etmektedir. Düşükten yükseğe kadar tanımlanan sıvılaşma tehlike bölgelerini gösteren bu haritalar, haritalanan bölgenin mühendislik açısından önemine göre çeşitli harita tiplerine de ayrılabilir. Genel olarak sıvılaşma harita tipleri ikiye ayrılabilir. Bunlardan birincisi, daha önce belirli bir bölgede gerçekleşen sıvılaşma bilgilerini içeren “Tarihsel Sıvılaşma Haritaları”, ikincisi ise genel olarak arazide farklı derecelerde sıvılaşma tehlikesine sahip bölgeleri farklı şekilde gösteren “Sıvılaşma Tehlike” haritalarıdır. Bir bölgede sıvılaşmanın oluşması, gelecekte de aynı bölgede potansiyel olarak sıvılaşma oluşması ihtimalini gösterdiğinden, tarihsel sıvılaşma haritaları önem kazanmaktadır. Her sıvılaşma olgusu detaylı olarak kaydedilip araştırılmadığından, bu tip tarihsel sıvılaşma haritalarının sayıları da oldukça azdır. Sıvılaşma tehlike haritaları üç ayrı tipte hazırlanabilmektedir. Bu harita tiplerinden birincisi “Sıvılaşma Hassaslığı” haritalarıdır. Bu haritalar çeşitli zemin parametreleri ile sıvılaşmaya yatkın olan alanları genel olarak düşük, orta ve yüksek hassaslıkta bölgelere ayırırlar. İkinci tip tehlike haritası “Sıvılaşma Potansiyeli” haritalarıdır. Bu haritalar hem zeminin sıvılaşmaya hassaslığını hem de depremselliğini (sıvılaşma imkânını) beraber olarak değerlendiren haritalardır. Bu haritaların bir çeşidi farklı jeolojik yapılarda bir veya daha fazla bölgesel senaryo depremlerine göre sıvılaşma ihtimallerini içerirken diğer bir tip sıvılaşma potansiyeli haritası ise, belirli bir zaman aralığında ve belirli bir ihtimalle (50 yılda % 10 ihtimalle vb.) veya belirli bir döngü periyodu ile (500 yılda bir defa gözlenen vb.) sıvılaşma oluşma ihtimalini vermektedir. Üçüncü tip sıvılaşma tehlike haritaları “Sıvılaşma Kaynaklı Zemin Hasarları” haritalarıdır. Bu haritalar belirli bir senaryo depreminde zeminde gözlenecek deformasyon ve deplasmanları belirten haritalardır (Power ve Holzer, 1996). Sıvılaşma harita çeşitleri ve alt dalları Şekil 34’de görülmektedir.

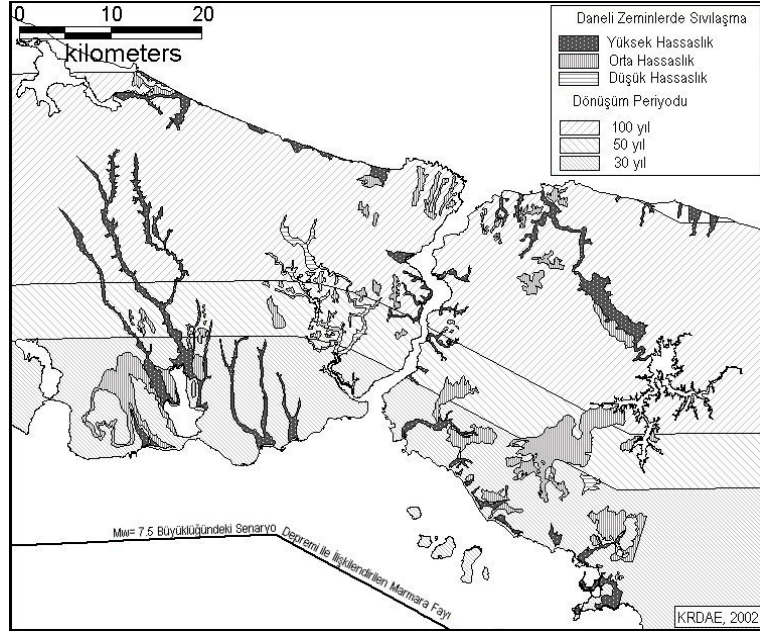
İstanbul ve çevresinde sıvılaşma hassaslığı olan çökelmiş zeminlere ait harita Şekil 35’de görülmektedir. Bir senaryo depreminin belirli bir dönüşüm periyoduna göre oluşma ihtimaline göre bu zeminlerin sıvılaşma potansiyeli haritası ise Şekil 36’de görülmektedir.



Şekil 34. Sıvılaşma harita çeşitleri ve alt dalları



Şekil 35. İstanbul ve çevresinde sıvılaşma hassaslığı olan çökelmiş zeminler haritası (Siyahi vd., 2003).



Şekil 36. İstanbul ve çevresindeki formasyonların sıvılaşma potansiyeli haritası (Siyahi vd., 2003).

Çok kullanılan alternatif bir teknik de Sıvılaşma Şiddet İndeksidir (LSI, Liquefaction Severity Index). Bu yöntem az eğimli zemin yüzeylerine sahip şevlerde gözlenen yanıl yayılmalar nedeniyle oluşan zemin deplasmanlarının maksimum halini dikkate alan matematiksel bir fonksiyona göre sınıflandırma yapmaktadır. Deprem kaynaklı sıvılaşma tehlikelerinin uygun şekilde değerlendirilmesi için şehir planı tamamlanmadan önce, sıvılaşma potansiyeline sahip zeminler detaylı olarak tanımlanmalıdır (Tezcan ve Özdemir, 2004).

1.9. Zeminlerde Potansiyel Sıvılaşma Riskinin Belirlenmesi

Bir bölgedeki yada lokal olarak zemin ortamdaki potansiyel sıvılaşma riski veya diğer bir ifade ile risk potansiyeli, çoğunlukla bir güvenlik katsayısı (GS veya FS) ile tanımlanmaktadır. Bu güvenlik katsayısı, zemin ortamın sıvılaşmaya karşı mevcut direnci ile (zeminde sıvılaşmaya neden olabilecek gerekli devirsel gerilmeler) bir tasarım depreminin ürettiği devirsel (çevrimli) gerilmelerin oranı olarak tanımlanmıştır. Genellikle bu gerilme parametrelerinin her ikisi de, derinlik boyunca efektif düşey gerilmeye bağlı olarak düzeltilir. Aşağıda sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının hesaplanmasında kullanılan yöntemler sıralanmıştır (FEMA 303, 1997).

1.9.1. Analitik Yöntemler

Bu yöntemler zeminde sıvılaşmanın gelişip gelişmeyeceğinin tahmininde kullanılabilen, hem zemin ortamın sıvılaşmaya olan direncini hem de zemin özelliklerinin belirlenmesine yönelik yapılan laboratuvar deney sonuçlarına dayalıdır. Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde farklı eşdeğer lineer ve nonlineer metotlar ile bilgisayar programlarından yararlanarak, laboratuvar verileri kullanılmaktadır. Sıvılaşabilir zeminlerden temel zemin özelliklerinin laboratuvar ortamında değerlendirmeleri için örselenmemiş numune almadaki büyük zorluk nedeniyle, gerçek zemin özelliklerine dayalı analitik yöntemlerin kritik proje veya araştırmalarda kullanımı genellikle sınırlıdır (FEMA 303, 1997).

1.9.2. Fiziksel Modellemeye Dayalı Yöntemler

Bu yöntemler tipik olarak iyi tanımlanmış sınır koşulları altında, santrifüj aleti veya sarsma tablası kullanımı ile zemin ortama etki edecek sismik yüklemenin gerçeğine benzetilerek üretilmesine dayalıdır. Bu yöntemde kullanılan zemin, farklı sıklık ve geometrik koşulları temsil edecek şekilde yeniden düzenlenir. Sıvılaşabilir zemin ortamların arazideki doğal koşullardaki fiziksel durumunu laboratuvar ortamında doğru olarak modellemenin zorlukları nedeniyle, fiziksel modellemeye dayalı yöntemler özel koşullara sahip alanlara yönelik olarak yapılan tasarım çalışmalarında nadiren kullanılmakta ve genel olarak yaygın bir kullanımı da bulunmamaktadır. Fakat fiziksel modellemeler, genelleştirilmiş zemin davranışlarının belirlenmesi ve anlaşılmasının yanında, iyi tanımlanmış sınır koşulları altında kurulan teorik modellemelerin de geçerliliklerinin değerlendirilmesinde yararlıdır (FEMA 303, 1997).

1.9.3. Ampirik Yöntemler

Sıvılaşabilir alanlarda bulunan zemin koşullarının analitik veya fiziksel olarak modellenmesindeki zorluklar nedeniyle, ampirik yöntemler mühendislik uygulamalarında sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde hemen hemen standart prosedür haline gelmiştir. Farklı deney ve yöntemlere dayalı olarak farklı ampirik yaklaşımlar geliştirilmiştir (FEMA

303, 1997). En bilinen amprik yaklaşım, ilk olarak Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen ve daha sonra hem yazarların hem de başka araştırmacıların da katkıları ile geliştirilen ve günümüzdeki halini alan ve devirsel gerilme oranına dayalı “Basitleştirilmiş Prosedür” yaklaşımıdır. Daha sonraki yıllarda başka araştırmacılar yine devirsel gerilme yaklaşımını ve basitleştirilmiş prosedürde verilen formülasyona çok benzer yeni matematiksel ifadeler vermiştir. Ancak günümüzde halen basitleştirilmiş yöntem olarak adlandırılan bu yöntem en çok kabul gören ve üzerinde en çok çalışılıp geliştirilen yöntemdir.

Bunun dışında hesap yöntemi olarak basitleştirilmiş prosedürde verilen formüllere ve yaklaşıma benzer bir diğer yöntem de Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemidir. Bu yöntemde, laboratuvar deneyleri ve bu deneylerin arazi deneyleri ile korelasyonlarından, SPT sayıları ile zeminin ince tane oranına bağlı olarak zeminlerin sıvılaşma potansiyeline yönelik bir hesap yaklaşımını geliştirilmiştir.

Son yıllarda sıklıkla referans gösterilen bir başka yöntem, ilk olarak Çetin (2000) ve daha sonra Çetin vd. (2003) tarafından önerilen yöntemde, sismik etkiyle oluşan zemin sıvılaşmaları ile alakalı bir veri tabanı kullanılarak lineer olmayan denklem takımları ve ihtimal hesapları ile zeminde sıvılaşma olma olasılığının matematiksel ifadesi ve devirsel direnç oranının (CRR) bu olasılığı da kapsayan şekilde yeni bir bağıntı vermiştir. Literatürde son yıllardaki en kapsamlı araştırmalardan birinin sonucu olarak ortaya konulan bir yöntem de, Idriss ve Boulanger (2010) tarafından önerilen yaklaşımdır. Bu yaklaşımda yeni bir devirsel direnç oranı eğrisi ile birlikte bazı diğer parametrelerde de değişiklikler görölmektedir.

1.10. SPT verileriyle Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Amprik Yöntemlerle Belirlenmesi

1.10.1. Devirsel Gerilme Yaklaşımı ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi (Basitleştirilmiş Prosedür) (Seed ve Idriss, 1971; Youd vd., 2001)

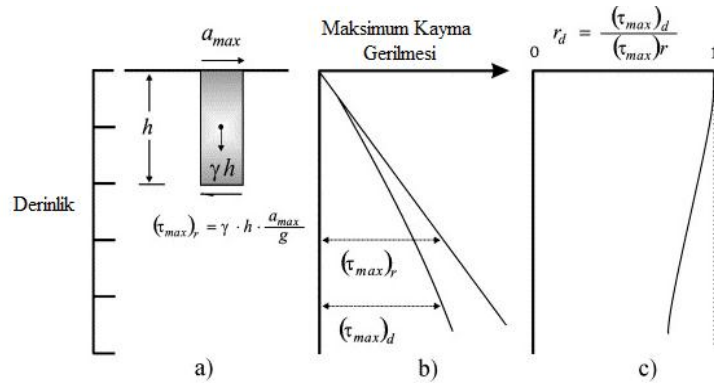
Seed ve Idriss (1971) tarafından ortaya konulan devirsel gerilme yaklaşımına dayalı hesap yöntemi daha sonraki yıllarda sürekli bir gelişim göstermiş ve bu yöntem üzerinde yapılan çalışmalar Youd vd. (2001) ile toplanarak yönteme en genel hali verilmiştir.

Sıvılaşma analizinde kullanılan basitleştirilmiş prosedürde ilk adım incelenen zeminin sıvılaşabilirliğinin belirlenmesidir. İkinci adım, zeminde yeraltı suyunun olması ve belirlenen yeraltı suyunun mevsimsel durumu da göz önüne alınarak seviyesinin tespit edilmesidir. Son adım ise devirsel gerilme oranının (DGO veya Cyclic Stress Ratio; CSR) belirlenmesidir. Bunun için zeminde kuvvetli yer hareketi ile oluşan veya oluşabilecek maksimum yeryüzü ivmesi bilinmelidir (Kumar, 2008)

1.10.1.1. Devirsel Gerilme Oranının Belirlenmesi

Devirsel gerilme yaklaşımı, zemin ortamdaki aşırı boşluk suyu basıncının esas olarak devirsel (çevrimli) gerilmelerle ilişkili olduğunun kabulüne dayanmaktadır. Bu nedenle sismik yükleme, devirsel kayma gerilmeleri cinsinden ifade edilmektedir. Yöntemde, kuvvetli yer hareketi nedeniyle zemine etkileyen kayma gerilmelerinin düzensiz şekilde oluşan kayıtlarındaki pik devirsel kayma gerilmesinin ortalama olarak % 65 genliğine tekabül eden gerilme, devirsel (kayma) gerilmesi ($\tau_{dev} = 0.65\tau_{max}$) olarak kabul edilmektedir (Kramer, 1996).

Devirsel gerilme oranına ait denklemi geliştirmek için, zemin yüzeyinin düz olduğu, birim genişlik ve uzunlukta bir zemin kolonu (elemanı) olduğu ve bu zemin kolonuna etkileyen maksimum yatay yeryüzü ivmesine karşın oluşan yüklemde, zeminin rijit bir cisim olarak tepki vereceği, problemin idealleştirilmesi ve basitleştirilmesi açısından kabul edilmiştir (Seed ve Idriss, 1971; Day, 2002). Bu kabullerle oluşan model diyagram Şekil 37'de görülmektedir.



Şekil 37. Zeminde maksimum kayma gerilmesinin belirlenmesi (Seed ve Idriss, 1971).

$$F = m.a = \left(\frac{W}{g}\right)a = \left(\frac{\gamma.z}{g}\right)a_{\max} = \sigma_{VO} \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \quad (12)$$

Burada;

F: Zemin kolonuna etkiyen yatay deprem kuvveti (kN)

m: Zemin kolonunun toplam kütlesi (kg)

W: Zemin kolonunun toplam ağırlığı (kN)

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı (kN/m³)

z: Zemin kolonunun zemin yüzeyinden derinliği (m)

g: Yer çekimi ivmesi (m/s²)

a: Deprem nedeniyle zemin yüzünde oluşan maksimum yatay ivme (m/s²)
(a_{\max})

σ_{VO} : Zemin kolonu tabanındaki toplam düşey gerilme (kPa) dir.

Zemin kolonuna yanal olarak etkiyen deprem kuvveti bağıntı (12) ile belirlenir. Zemin kolonu üzerindeki yatay kuvvetlerin dengesi yazıldığında, zemin kolonunun birim boy ve genişlikte olmasından dolayı maksimum yatay deprem kuvveti F ile maksimum kayma gerilmesi bağıntı (13)'de görülen şekilde birbirine eşit olmalıdır.

$$F = \tau_{\max} = \sigma_{VO} \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \quad (13)$$

Bağıntı (13)'ün her iki tarafı düşey efektif gerilmeye (σ'_{VO}) bölüldüğünde bağıntı;

$$\left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{VO}}\right) = \left(\frac{\sigma_{VO}}{\sigma'_{VO}}\right) \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \quad (14)$$

halini alır.

Deprem esnasında zemin kolonunun kabul edildiği gibi rijit kalmayacağı bilindiğinden, bağıntı (14)'ün sağ tarafına bir derinlik azaltma faktörü (r_d) eklenmiş, bu

şekilde derinlik boyunca oluşacak deformasyona göre kayma gerilmeleri düzeltilmiş ve bağıntı (15) elde edilmiştir.

$$\left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{VO}} \right) = \left(\frac{\sigma_{VO}}{\sigma'_{VO}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \quad (15)$$

Yukarıda sözü edildiği gibi düzensiz olan deprem hareketine benzer şekilde düzensiz şekilde oluşan kayma gerilmelerinin üniform bir şekle (seriye) dönüştürmede en uygun oran olduğu belirlenen ve kabul edilen % 65 çarpanını ($0.65\tau_{\max}$) bağıntı (15)'de kullanırsak, devirsel gerilme oranı bağıntı (16)'da görülen şekilde belirlenmiş olur.

$$CSR = \left(\frac{\tau_{dev}}{\sigma'_{VO}} \right) = 0.65 \left(\frac{\sigma_{VO}}{\sigma'_{VO}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \quad (16)$$

Burada;

r_d : Derinlik boyunca (gerilme) azaltma katsayısı (boyutsuz)

σ'_{VO} : Zemin ortamda herhangi bir derinlikteki efektif gerilme (kN/m^2)

σ_{VO} : Zemin ortamda herhangi bir derinlikteki düşey gerilme (kN/m^2) dir.

Gerilme azaltma katsayısı, zemin kolonunda gerçek maksimum kayma gerilmesinin, ideal durumdaki haline bölünmesi ile belirlenen bir oran olarak temsil edilmekte ve bağıntı (17) ile ifade edilmektedir.

$$r_d = \frac{(\tau_{\max})_{gerçek}}{(\tau_{\max})_{rijit}} \quad (17)$$

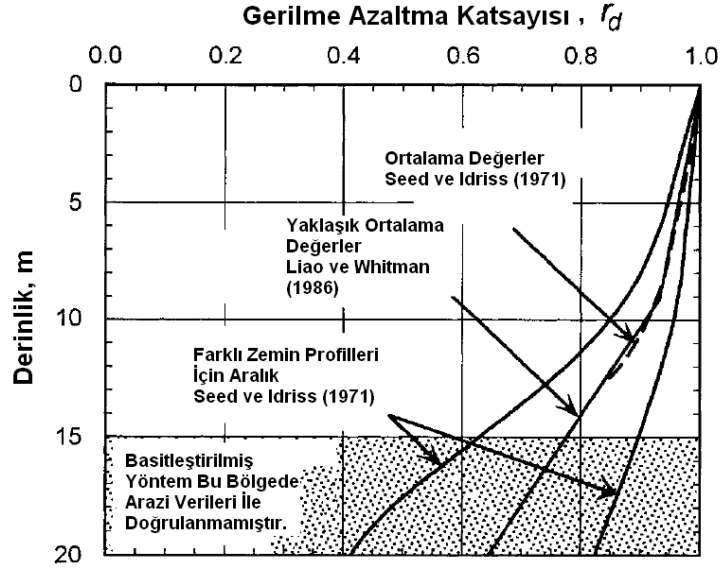
Genel mühendislik uygulamalarında ve çok kritik öneme sahip olmayan projelerde Liao ve Whitman'ın (1986) önerdiği bağıntı (18) ve bağıntı (19)'da verilen formüller ile r_d hesaplanabilmektedir.

$$r_d = 1.0 - 0.00765z ; z \leq 9.15 \text{ m} \quad (18)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z ; 9.15 < z \leq 23 \text{ m} \quad (19)$$

Burada z; zemin yüzünden itibaren derinliktir ve metre cinsindedir.

Seed ve Idriss (1971) derinlik boyunca r_d 'nin ortalama değerleri için Şekil 38'de görülen grafiği vermiştir. Ancak matematiksel hesaplamalarda bu grafiğin kullanım zorluğu nedeniyle başkaca matematiksel ifadeler türetilmesi zorunluluğu oluşmuştur.



Şekil 38. Gerilme azaltma katsayısının farklı zeminlerde derinlikle değişimi (Seed ve Idriss, 1971; Youd vd., 2001).

Daha kolay bir hesaplama için gerilme azaltım katsayısının tek formülde temsil edilmesi amacıyla bağıntı (20) önerilmekte ve bu bağıntı sonucu elde edilen değerler, Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen bağıntı (18) ve bağıntı (19)'da verilen denklemlerden elde edilen değerlerle örtüşmektedir (Youd vd., 2001).

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (20)$$

1.10.1.2. SPT ile Devirsel Direnç Oranının Belirlenmesi

Basitleştirilmiş prosedürde ikinci basamak, arazi koşullarında zeminin devirsel direnç oranının belirlenmesidir. Devirsel direnç oranı (DDO, Cyclic Resistance Ratio; CRR) zeminin doğal koşullarda sıvılaşma direncini temsil eder. Sıvılaşma direncini belirlemek için en yaygın ve kullanışlı yol, standart penetrasyon deneyinden elde edilen verileri kullanmaktır (Day, 2002). Arazi koşullarının laboratuvarında modellenmesinin ve örselenmemiş numune alınmasının çok zor ve çoğu zaman imkansız olduğu durumlarda arazi deneylerini tercih etmek en uygun yol olmaktadır (Youd vd., 2001).

Yöntemde, standart penetrasyon deneyinden elde edilen SPT-N sayıları % 60 enerji seviyesine göre düzeltilerek $(N_1)_{60}$ değerleri elde edilmekte ve bu düzeltilmiş verilerle hesaplamalar yapılmaktadır.

SPT üzerine yapılan araştırmalarda bazı fiziksel faktörlerin deney üzerinde etkili olduğu ve deney sonuçlarının belirli bir ortak standartta değerlendirilebilmesi için deney sonuçlarını etkileyen bazı faktörler ile alakalı düzeltmeler önerilmiştir. Bunlar;

1. Düşey zemin/yapı yük (gerilme) düzeltmesi, C_N
2. Farklı tipte tokmak kullanımından kaynaklanan enerji düzeltmesi, C_E
3. Sondaj kuyu çapı düzeltmesi, C_B
4. Farklı boylarda tij kullanımından kaynaklanan tij boyu düzeltmesi, C_R
5. Örnek alma metodlarından (iç gömlekli veya gömleksiz numune alıcı) kaynaklanan düzeltme, C_S şeklinde sıralanabilir.

$(N_1)_{60}$, araziden elde edilen SPT sayısı (N_{Arazi}) ile sıralı olarak gerekli düzeltme katsayılarının çarpımı ile bağıntı (21)'de görülen şekilde elde edilmekte ve hesaplarda kullanılabilir.

$$(N_1)_{60} = N_{Arazi} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (21)$$

Farklı sıvılaşma potansiyeli hesap yöntemlerinde farklı enerji oranlarındaki SPT sayıları da ($N_{1,80}$, $N_{1,30}$ vb.) kullanılmaktadır.

1.10.1.2.1. Enerji Oranı Düzeltmesi

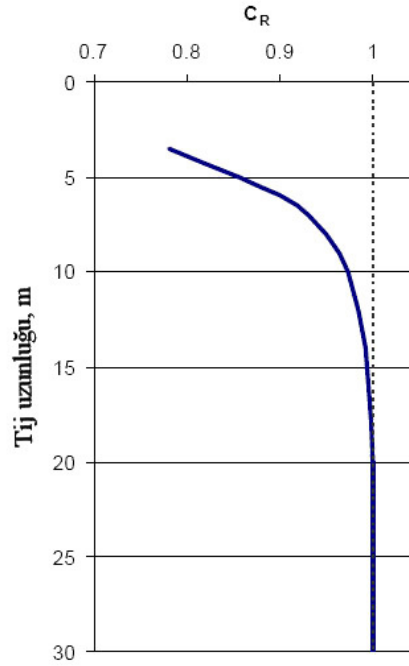
SPT’de kullanılan örnek alıcının zemine çakılması için kullanılan tokmağın örnek alıcıya ve dolayısı ile zemine aktardığı enerji oranı; tokmak tipi, makara, kaldırma mekanizması ve tokmağın düşürülme biçimine bağlı olarak değerlendirilmektedir (Youd vd., 2001).

Belirli bir enerji transfer yüzdesine göre düzeltme, kayıplar düşüldükten sonra transfer edilen toplam enerjinin ilgili yüzdeye bölünmesi ile bulunur. Burada %60 enerji oranı için düzeltme $C_N = \text{Enerji}/60$ şeklinde yapılarak, farklı parametrelerin etkisi %60 enerji oranına düzenlenmiş olmaktadır.

Birçok ülkede birçok farklı ekipmanın ve deney prosedürünün kullanılması, bu düzeltmeyi önemli kılmaktadır (Youd vd., 2001).

1.10.1.2.2. Tij Boyu ve Sondaj Kuyu Çapı Düzeltmesi

Farklı boylarda tij kullanılmasıyla SPT sayıları farklı değerlerde elde edilebilmektedir (Skempton, 1986). Şekil 39’da kullanılan tij boyuna göre yapılan düzeltmenin sayısal değişimi görülmektedir. Genel olarak tij boyu düzeltmesi kullanımı ile daha doğru SPT-N değerleri elde edilebilmektedir. 3 m ile 10 m arasında tij boylarında düzeltme katsayılarının sıvılaşma hesaplarında ihmal edilebileceği belirtilmektedir. Bunun nedeni de orijinal sıvılaşma vaka analizleri veri tabanlarında ve buna dayalı sıvılaşma hesaplamalarında bu aralıktaki düzeltmelerin kullanılmamış olmasıdır (Youd vd., 2001).



Şekil 39. SPT-N Düzeltmesinde önerilen C_R değerleri (Seed vd., 2001).

Ancak yine de C_R katsayıları, farklı tij uzunluğu aralıklarında hesaplamının daha doğru şekilde yapılması için literatürde verilmiştir.

Robertson ve Wride (1998), sondaj kuyu çapının SPT sayısı üzerine etkilerini araştırmış, bazı çaplara ait sabit değerler vermiştir. Düzeltmelerde kullanılan ve Tablo 5’de verilen bu C_B katsayıları genel olarak diğer sivilaşma uzmanlarınca da kabul görmüştür (Seed vd., 2001).

1.10.1.2.3. Düşey Yük Düzeltmesi

Efektif düşey zemin yükü arttıkça buna paralel olarak SPT-N değerlerinde artış görülmektedir (Seed vd., 2001). Seed ve Idriss (1982) düşey yük düzeltme katsayısının bağıntı (22)’de görülen ilk ve klasik formülünü vermiştir.

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma'_{VO} / P_a) \quad (22)$$

Liao ve Whitman (1986) düşey yük düzeltmesi ile alakalı olarak en çok kullanılan aşağıdaki denklemi vermişlerdir.

$$C_N = (P_a / \sigma'_{VO})^{0.5} \quad (23)$$

Burada: σ'_{VO} ; düşey efektif gerilme, P_a ; yaklaşık olarak 1 atm basınç yani 100 kPa'ı temsil etmektedir. Bu değer $C_N \leq 2$ olması Youd ve Idriss (1997) tarafından önerilmiştir. Bu değer Kayen vd. (1992) tarafından $C_N \leq 1.7$ olarak hesaplarda dikkate alınmasının daha uygun olduğu belirtilmektedir. Seed ve Idriss (1982) tarafından verilen C_N düzeltme faktörü denklemine uyduğu belirtilmektedir ve her iki denklem de mühendislik uygulamalarında kullanılmaktadır (Seed vd., 2001).

1.10.1.2.4. Örnek Alma Metodu Düzeltmesi

Sondaj kuyusu duvarlarını korumak için kullanılan gömlekleri kullanılmadığı durumlarda numune alıcı ile iç gömlek arasındaki sürtünmenin SPT-N sayılarının gerçek değerlerinden %10-%30 değerleri arasında düşük çıktığı ve bu nedenle $C_S=1.1-1.3$ aralığında bir katsayının kullanılması gerektiği belirtilmektedir (Youd vd., 2001).

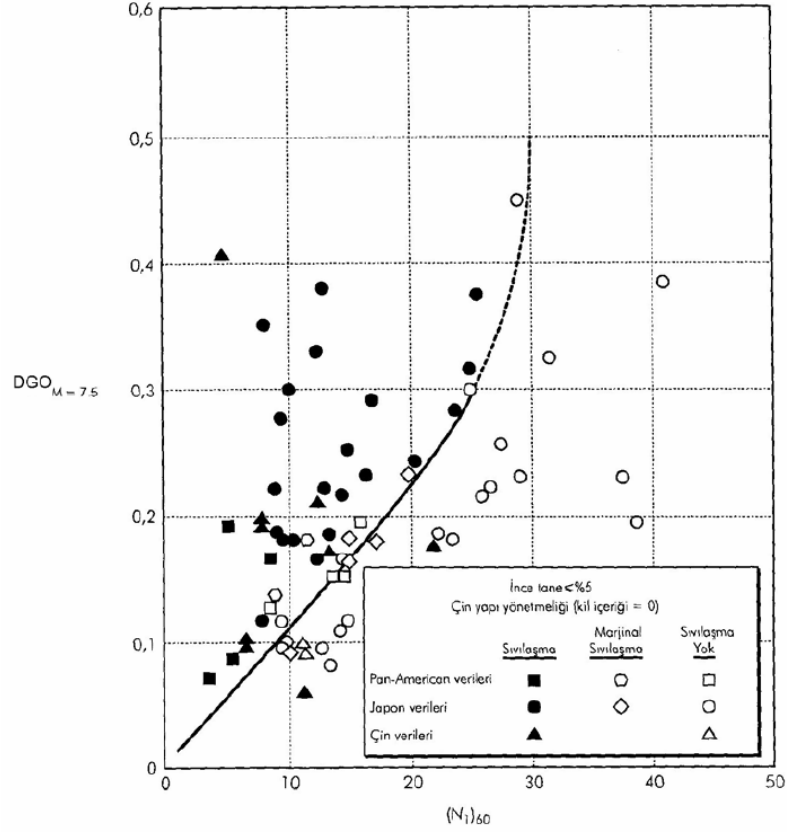
Tüm bu SPT düzeltmeleri aşağıda toplu bir şekilde Tablo 5'de verilmiştir.

Tablo 5. SPT düzeltme katsayıları (Robertson ve Wride, 1998; Youd vd., 2001).

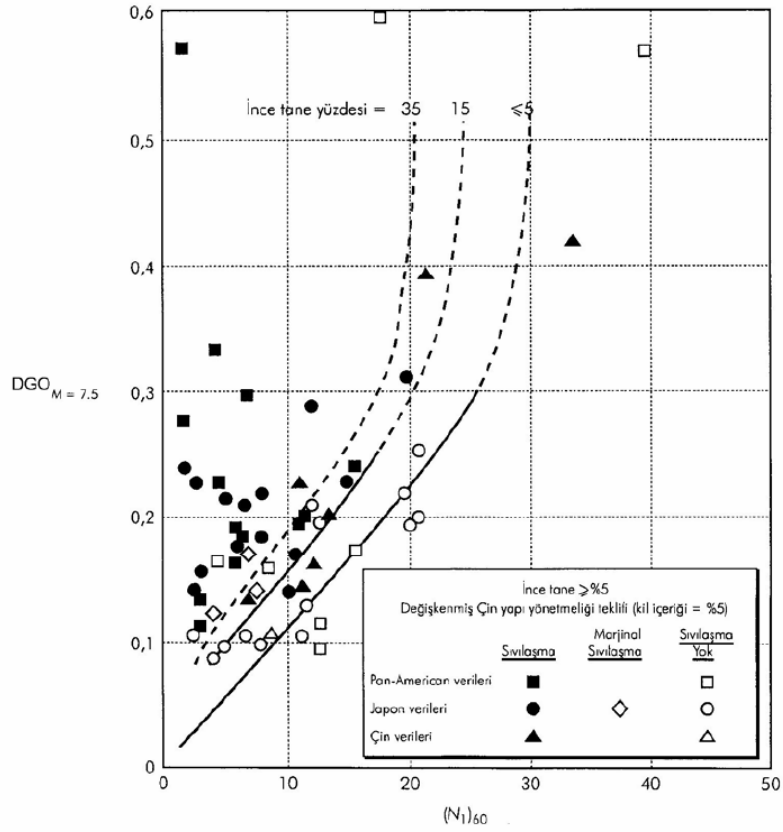
Etken	Ekipman	Terim	Düzeltilme
Düşey Yük Düzeltmesi	---	C_N	$(P_a / \sigma'_{VO})^{0.5}$
Düşey Yük Düzeltmesi	---	C_N	$C_N \leq 1.7$
Enerji Oranı Düzeltmesi	Donut Şahmerdan	C_E	0.5-1.0
Enerji Oranı Düzeltmesi	Safety Şahmerdan	C_E	0.7-1.2
Enerji Oranı Düzeltmesi	Automatic-Trip- Donut Şahmerdan	C_E	0.8-1.3
Sondaj Kuyu Çapı Düzeltmesi	65-115 mm	C_B	1.0
Sondaj Kuyu Çapı Düzeltmesi	150 mm	C_B	1.05
Sondaj Kuyu Çapı Düzeltmesi	200 mm	C_B	1.15
Tij Boyu Düzeltmesi	<3 m	C_R	0.75
Tij Boyu Düzeltmesi	3-4 m	C_R	0.8
Tij Boyu Düzeltmesi	4-6 m	C_R	0.85
Tij Boyu Düzeltmesi	6-10 m	C_R	0.95
Tij Boyu Düzeltmesi	10-30 m	C_R	1.0
Örnek Alma Metodu Düzeltmesi	Standart Örnek Alıcı	C_S	1.0
Örnek Alma Metodu Düzeltmesi	Standart Örnek Alıcı (Kaplama Borulu)	C_S	1.1-1.3

Zeminde ince tane içeriğinin (#200 elekten geçen zemin) varlığı SPT direncini etkilemekte olduğu bilindiğinden, zeminde ince tane durumuna göre ayrıca bir düzeltme daha yapılabilmektedir. Şekil 40'da 7,5 büyüklüğündeki depremde farklı inceleme alanlarından elde edilen verilere göre, ince tane oranı < % 5 olan temiz kumlarda sıvılaşmaya neden olan DGO ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki, Şekil 41'de ise aynı verilere göre 7,5 büyüklüğündeki depremde ince tane oranı \geq % 5 olan temiz kumlarda sıvılaşmaya neden olan DGO ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki görülmektedir. Bu şekiller incelendiğinde ince tane oranının % 5 i geçmediği sürece kumların sıvılaşma direncinin ince taneden etkilenmediği anlaşılmaktadır. Belirli bir $(N_1)_{60}$ değerinde, ince tane oranının % 5 den daha yüksek olduğu durumlarda; ince tane oranı arttıkça zeminde

oluşan devirsel gerilme oranı da (DGO, CSR) artmakta ve zemin daha kolay sıvılaşır hale gelmektedir (Kramer, 1996).



Şekil 40. $M=7,5$ depremde temiz kumlarda sıvılaşmaya neden olan DGO ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed vd., 1985).



Şekil 41. M=7,5 depremde siltli kumlarda sıvılaşmaya neden olan DGO ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed vd., 1985).

Şekil 40'dan yararlanılarak temiz kum ve siltlerde M=7,5 olan bir deprem için devirsel gerilme oranı elde edilebilmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi 7,5 manyitüdlü bir deprem için $(N_1)_{60}$ değerinin 30 dan büyük olması halinde temiz kumların sıvılaşmadığı görülmektedir. $(N_1)_{60} = 30$ olan temiz kumların ya sıkı ya da çok sıkı bir durumda olması zeminin sıvılaşmaz halini açıklamaktadır. Bunun temel nedeni, kayma gerilmesi etkisindeki bu zeminin hacimsel olarak genişleme eğiliminde olmasıdır. Bu şekilde oluşturulan eğrilerden, ince tane oranının % 5 den küçük olduğu haldeki eğriye SPT temiz kum eğrisi adı verilmektedir (Day, 2002).

(Youd vd., 2001) matematiksel olarak SPT-N ve depremin büyüklüğüne göre devirsel direnç oranının hesabı için;

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (24)$$

bağıntısını önermiştir.

Bağıntı (24)'ün $(N_1)_{60} < 30$ şartını sağlayan zeminlerde geçerli olduğu ve $(N_1)_{60}$ değerinin 30 dan büyük veya eşit olduğu durumlarda ise zeminin sıvılaşma için oldukça sıkı olduğu kabul edilmektedir (Youd vd., 2001).

Seed vd. (1985) zeminde ince tane oranının artışı ile devirsel direnç oranının arttığını ortaya koymuştur. Bu artışın sıvılaşma direncinin artışından mı, yoksa penetrasyon direncinin azalmasından mı olduğu kesin olarak açıklanamamıştır. Youd vd. (2001) CRR eğrilerini farklı ince tane oranına göre hesaplayarak bağıntı (25a-g)'de verilen ifadeyi elde etmiştir. Bu bağıntıyla, zeminin ince tane oranını da işe katarak $(N_1)_{60}$ üzerindeki etkisi hesaplanmış ve $(N_1)_{60}$ değerleri yerine eşdeğer temiz kum eğrisini temsil eden düzeltilmiş $(N_1)_{60cs}$ değerleri ile devirsel direnç oranının hesaplanması önerilmektedir (Kramer, 1996; Youd vd., 2001).

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (25a)$$

Burada α ve β aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır. “*İTO*” zeminin ince tane oranın yüzde cinsinden değeridir.

$$\dot{I}TO \leq \%5 \text{ ise } \alpha = 0 \quad (25b)$$

$$\%5 < \dot{I}TO < \%35 \text{ ise } \alpha = \exp\left[1.76 - (190 / \dot{I}TO^2)\right] \quad (25c)$$

$$\dot{I}TO \geq \%35 \text{ ise } \alpha = 5 \quad (25d)$$

$$\dot{I}TO \leq \%5 \text{ ise } \beta = 1 \quad (25e)$$

$$\%5 < \dot{I}TO < \%35 \text{ ise } \beta = \left[0.99 + (\dot{I}TO^{1.5} / 1000)\right] \quad (25f)$$

$$\dot{I}TO \geq \%35 \text{ ise } \beta = 1.2 \quad (25g)$$

Devirsel direnç oranı, moment manyitüdü 7,5 olan deprem için geliştirilmiştir. Bu temel devirsel direnç oranı denkleminin, $M_w=7,5$ 'den küçük veya daha büyük manyitüdeki depremler için kullanılabilmesi için Seed ve Idriss (1982) düzeltme faktörleri geliştirilmiş ve bu düzeltmeler manyitüd düzeltme faktörü (MSF) olarak isimlendirilmiştir (Youd vd., 2001). Yıllar içinde farklı araştırmacılarca farklı manyitüd düzeltme faktörleri geliştirilmiştir. Bunların en çok bilinen ve kabul görenlerinden ikisi bağıntı (26) ve bağıntı (27)'de verilmiştir.

$$MSF = (M_w / 7.5)^{-2.56} \quad (\text{Andrus ve Stokoe, 1997}) \quad (26)$$

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} \quad (\text{Youd vd., 2001}) \quad (27)$$

Bu bağıntılardan, orijinal hali Seed ve Idriss (1982) tarafından verilen ve daha sonra yenilenen Youd vd.'nin (2001) nin verdiği bağıntının güvenli sınırlarda kalacağı ve analitik hesaplamalar için oldukça uygun olduğu belirtilmektedir (Youd vd., 2001; Day, 2002).

1.10.1.3. Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Katsayısının Belirlenmesi

Sıvılaşmanın varlığı için basitleştirilmiş prosedürde en son bir güvenlik sayısı (GS, FS) tanımlanmaktadır. Burada güvenlik sayısı olarak, devirsel direnç oranının (CRR), devirsel gerilme oranına (CSR) bölünmesi ile elde edilen oran dikkate alınmaktadır. Bu oranın 1'e eşit veya 1'den büyük olması, potansiyel sıvılaşma riskinin zeminde olmadığını göstermektedir.

Temel güvenlik sayısı denklemi aşağıdaki gibi yazılabilmektedir.

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR) \quad (28)$$

Manyitüd düzeltme faktörü de hesaba katıldığında, bağıntı (28)'e deprem büyüklüğünün de etkisi de ilave edilmiş bağıntı (29)'da görülen hali almış olur.

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR) MSF \quad (29)$$

1.10.1.3.1. Aşırı Düşey Efektif Gerilme ve Statik Kayma Gerilmesi Düzeltmeleri

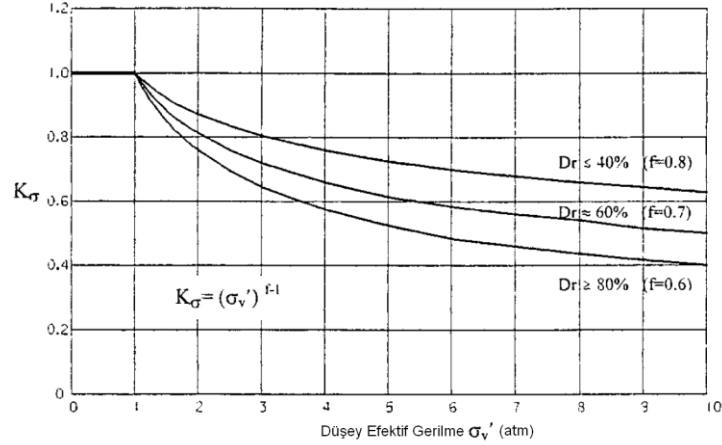
Üzerinde tam olarak görüş birliği sağlanmayan konulardan biri de aşırı statik düşey gerilme düzeltmesi (K_σ) ve statik kayma gerilmesi düzeltmesidir (K_α). Bu düzeltmeler ilk olarak Seed (1983) tarafından önerilmiştir. Youd vd. (2001) bu düzeltmelerin genel sıvılaşma hesaplarının ötesinde olup daha özellikli projelerde ve özel uzmanlıkla kullanılması gerektiğini belirtmektedir. Genelde toprak dolgu baraj ve benzeri diğer büyük ebatlı yapılarda yapılacak hesaplamalarda bu düzeltmelerin kullanılması önerilmektedir. Temel güvenlik sayısı denklemi bu düzeltmeler ile birlikte bağıntı (30) şeklinde yazılabilmektedir.

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR) MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (30)$$

Devirsel olarak yüklenmiş zeminlerde yapılan laboratuvar deneyleri düşey gerilme arttıkça zeminlerin sıvılaşmaya karşı direncinin arttığını göstermiştir. Devirsel direnç oranı ile efektif düşey gerilme arasındaki doğrusal olmayan bu artış Seed (1983) tarafından K_σ ile temsil edilmiştir. Daha sonra Hynes ve Olsen (1999) geniş bir veritabanı kullanarak K_σ 'nin hesaplanması için bağıntı (31)'de görülen ifadeyi verdi.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{f-1} \quad (31)$$

Burada; P_a atmosferik basınç ve f rölatif sıklık, gerilme geçmişi, yaş ve aşırı konsolidasyon oranını içeren arazi koşullarını temsil eden üstel bir sabittir. Düşey efektif gerilme düzeltmesinin (K_σ), düşey efektif gerilme ve rölatif sıklığa göre değişimi Şekil 42'de görülmektedir.



Şekil 42. Düşey efektif gerilme ve rölatif sıklık ile K_σ 'nın belirlenmesi (Youd vd., 2001).

Zeminin rölatif sıklık değeri % 40-60 arasında ise $f = 0.7-0.8$, % 60-80 arasında ise $f = 0.6-0.7$ alınmasının uygun olacağı önerilmektedir (Youd vd., 2001).

Artan statik kayma gerilmesi ile genişlemeye yatkın zeminlerde (düşük düşey gerilmeye maruz orta sıklıktan sıkıya taneli zeminler) sıvılaşma direnci artmaktadır. Tam tersine, artan statik kayma gerilmesi ile sıkışma eğilimi gösteren zeminlerde (yüksek düşey gerilmeye maruz gevşek zeminler ve orta sıkı zeminler) sıvılaşma direnci azalmaktadır. Statik kayma gerilmesinin zeminin sıvılaşma direnci üzerine etkisi Seed (1983) tarafından K_α ile temsil edilen bir düzeltme katsayısı bağıntı (32) ile belirlenmektedir.

$$K_\alpha = \frac{\tau_{st}}{\sigma'_{v0}} \quad (32)$$

Bu düzeltme katsayısını türetmek için Seed, zemindeki bir düzlem üzerine etkiyen statik kayma gerilmesini (τ_{st}) efektif düşey gerilmeye (σ'_{v0}) oranlamış ve α değerini elde etmiştir. Bu değere göre bazı tablolardan K_α değeri elde edilmekte ve sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının belirlenmesinde kullanılmaktadır. Ancak Youd vd. (2001) bu düzeltmeler üzerinde tam bir görüş birliği sağlanamaması nedeniyle rutin mühendislik uygulamalarında ve bu konunun uzmanı olmayan kişilerce kullanılmamasını önermiştir.

1.10.2. Tokimatsu ve Yoshimi (1983) Yöntemi ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi

Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yaptıkları laboratuvar deneyleri ve bu deneylerin arazi deneyleri ile korelasyonlarından SPT sayıları ile zeminin ince tane oranına bağlı olarak zeminlerin sıvılaşması ile alakalı amprik formüller geliştirmiştir. Bunun için geçmiş depremlerde zeminin ince tane oranı ve SPT-N değerleri arasında ilişkiler incelenirken tamamen örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan deneylerle de zeminin devirsel kayma gerilmesi oranı ile düzeltilmiş SPT direnci arasındaki ilişki modellenmiş ve aşağıda bağıntıları verilen yaklaşım önerilmiştir.

Zeminde belirli bir derinlikte devirsel kayma gerilmelerinin efektif gerilmeye olan oranı yani devirsel gerilme oranı (DGO, CSR) bağıntı (33) ile hesaplanır.

$$CSR = \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} \right) = r_n \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \quad (33)$$

Burada derinlik azaltma katsayısının (r_d) hesabında Iwasaki vd. (1978) tarafından verilen ve bağıntı (34)'de görülen ifade kullanılır. Deprem manyitüt düzeltme katsayısı (r_n) ise bağıntı (35)'ile hesaplanır.

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (\text{Iwasaki vd., 1978}) \quad (34)$$

$$r_n = 0.1(M_w - 1) \quad (35)$$

Burada;

z: Zemin yüzeyinden itibaren derinlik (m)

g: Yer çekimi ivmesi (m/s^2)

a_{\max} : Deprem nedeniyle zemin yüzünde oluşan maksimum yatay ivme (m/s^2) (PGA)

τ_d : Eşdeğer devirsel kayma gerilmesi (kPa, kN/m^2)

σ_{vo} : Zemin ortamda herhangi bir derinlikteki düşey gerilme (kPa)

σ'_{vo} : Zemin ortamda herhangi bir derinlikteki efektif gerilme (kPa)

r_d : Derinlik boyunca (gerilme) azaltma katsayısı (boyutsuz)

r_n : Deprem manyitüt düzeltme katsayısı (boyutsuz)

M_W : Deprem büyüklüğünün moment manyitüdü cinsinden değeridir.

Zemin yüzeyinin üzerinde su tablasının bulunması halinde, suyun kayma gerilmelerini iletmediği bilindiğinden σ_{vo} 'nin toplam gerilme olarak alınmasının doğru olmayacağı belirtilmektedir.

Yöntemde devirsel direnç oranı (DDO, CRR)

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right) = a \left(\frac{D_r}{100} + \left(\frac{D_r}{C_s} \right)^n \right) \quad (36)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Burada;

σ_d : Belirli bir derinlikteki devirsel düşey gerilme (kPa, kN/m²)

σ'_c : Belirli bir derinlikteki zemine etki eden çevre basıncı (kPa, kN/m²)

D_r : Zeminin rölatif sıklığı

C_s : Zeminin şekil değiştirme büyüklüğüne bağlı olarak amprik katsayı

n : Amprik Sabit

a : Amprik Sabittir.

SPT-N değeri ile zeminlerin rölatif sıklığının belirlenmesine yönelik olarak en bilinen yaklaşım Meyerhof (1957) tarafından önerilen bağıntı (37)'de görülen ifadedir. Burada σ'_{vo} kgf/cm² birimindedir ve N zeminin standart penetrasyon direncidir.

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{vo} + 0.7}} \quad (37)$$

Burada Tokimatsu ve Yoshimi (1983) üst tabaka zemin yüküne göre düzeltilmiş SPT-N değerlerini bağıntı (38) ile hesaplamayı önermiştir. Burada σ'_{vo} kgf/cm² birimindedir.

$$N_1 = C_N \cdot N = \frac{1.7}{\sigma'_{vo} + 0.7} N \quad (38)$$

Burada;

N_1 : $\sigma'_{vo} = 1$ kgf/cm² (98 kPa) düşey gerilme için düzeltilmiş darbe sayısı

C_N : Belirli bir derinlikteki efektif gerilmeye ait amprik bir fonksiyondur.

Bu yöntemde Japonyadaki deneyler temel alınmıştır. Araştırmanın yapıldığı dönemde Japonyada kullanılan SPT aleti genelde ya “trip monkey” veya “kedi başı (halat ve makaralı)” sistemdir. Bu yöntemde tahmini enerji oranı %80 olarak bilinmektedir. Dolayısı ile % 80 enerji oranına göre türetilmiş bağıntılarda farklı deney aletleri ile elde edilen SPT-N değerlerinin kullanılması için enerji oranı düzeltmesi yapılması ve $(N_1)_{80}$ değerlerinin kullanılması gerekmektedir.

Elde edilen SPT-N değerleri Meyerhof (1957) denkleminde yerine yazılıp sadeleştirildiğinde rölatif sıklığa ait bağıntı (39)'da görülen ifade elde edilir.

$$D_r = 16 \sqrt{(N_1)_{80}} \quad (39)$$

Burada $(N_1)_{80}$ ortalama 100 kPa üst tabaka gerilmesine göre düzeltilmiş ve % 80 enerji oranına sahip SPT direncini temsil etmektedir.

Tokimatsu ve Yoshimi (1983) ince tane oranının rölatif sıklığa olan etkisini, ince tane oranına göre bir düzeltme katsayısı ile ΔN_f temsil etmiştir. Burada rölatif sıklık amprik olarak bağıntı (40) veya bağıntı (41) ile hesaplanabilmektedir.

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{vo} + 0.7} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad (40)$$

veya

$$D_r = 16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f} \quad (41)$$

Yöntemde ince tane oranına göre kullanılan düzeltme katsayısı (ΔN_f) Tablo 6'dan belirlenebilmektedir.

Tablo 6. İnce tane oranı ile SPT-N düzeltme katsayısının belirlenmesi (Tokimatsu ve Yoshimi, 1983)

İnce Tane Oranı (%)	ΔN_f
0-5	0
5-10	Enterpolasyon
>10	0.1(FC)+4

Devirsel direnç oranı (CRR) denkleminde gerekli düzenlemeler yapıldığında (42) bağıntısındaki genel denklem elde edilmiş olur.

$$CRR = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right) = a \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right) \quad (42)$$

De Alba vd (1976) araziden elde edilen veriler ile laboratuvar ortamında elde edilen verileri birleştirerek bağıntı (43)'de görülen ifadeyi önermiştir. Buna göre laboratuvarda üç eksenli deneylerden elde edilen gerilme oranını, bir düzeltme katsayısı ile (C_r) çarptığımızda bağıntı (43)'de görülen arazi koşullarındaki devirsel direnç oranı elde edilir.

$$CRR = \left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{VO}} \right)_{arazi} = C_r \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right)_{üçeksenli} \quad (43)$$

Burada bağıntı (43)'ün son hali bağıntı (44) de verilmiştir.

$$CRR = \left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{VO}} \right)_{arazi} = aC_r \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right) \quad (44)$$

Burada sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı (F_s) aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR} \right) = \left(\frac{\tau_{\max} / \sigma'_{VO}}{\tau_d / \sigma'_{VO}} \right) = \left(\frac{\tau_{\max}}{\tau_d} \right) \quad (45)$$

Bağıntı (45)'de ilgili büyüklükler yerine konulduğunda sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı bağıntı (46) şeklinde elde edilir.

$$FS = \left(\frac{\tau_{\max} / \sigma'_{VO}}{\tau_d / \sigma'_{VO}} \right) = \left[\frac{a.C_r \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right)}{r_n \left(\frac{\sigma_{VO}}{\sigma'_{VO}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) r_d} \right] \quad (46)$$

Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemde amirik sabitlerin $a = 0,45$, $C_r = 0,57$ ve $n = 14$ olarak temiz kumlarda $\Delta N_f = 0$ ve siltli kumlarda $\Delta N_f = 5$ değerini almasının ve C_s değerinin ise 80 ila 90 arasında bir değer olarak alınmasının uygun olduğunu belirtmiştir. Bu değerler yerine koyulursa bağıntı (47) elde edilir.

$$FS = \left[\frac{(0.45)(0.57) \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{(N_1)_{80} + \Delta N_f}}{C_s(80 \square 90)} \right)^{14} \right)}{r_n \left(\frac{\sigma_{VO}}{\sigma'_{VO}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) r_d} \right] \quad (47)$$

Sıvılaşma potansiyelini değerlendirirken F_L eğer 1'e eşit veya daha büyük ise zemin potansiyel olarak sıvılaşmaz, tam tersi durumda ise zeminin potansiyel olarak sıvılaşır olduğu kabul edilmektedir.

1.10.3. Devirsel Direnç Oranına Olasılıksal Yaklaşım ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi (Çetin, 2000)

Çetin (2000) deprem kaynaklı zemin sıvılaşmaları ile alakalı geniş kapsamlı bir veri tabanı derleyip kullanarak, lineer olmayan denklem takımları ve ihtimal hesaplarıyla yeni gerilme azaltım faktörleri, zeminde sıvılaşma olma olasılığının matematiksel ifadesini ve devirsel direnç oranının (CRR) bu olasılığı da kapsayan şekilde yeni bir bağıntısını önermiştir. Yöntemde devirsel gerilme oranı Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen şekilde hesaplanmakta ve yine bir güvenlik sayısı belirlenmektedir. Buradaki CRR formülünde moment manyitüdü cinsinden büyüklük kullanıldığından yeniden manyitüd düzeltmesi gerekmemektedir.

Devirsel gerilme oranı (CSR) Seed ve Idriss'in (1971) önerdiği şekilde hesaplanmaktadır.

$$CSR = \left(\frac{\tau_{dev}}{\sigma'_{VO}} \right) = 0.65 \left(\frac{\sigma_{VO}}{\sigma'_{VO}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d \quad (48)$$

Burada ;

g : Yer çekimi ivmesi (m/s^2)

a_{max} : Deprem nedeniyle zemin yüzünde oluşan maksimum yatay ivme (a) (m/s^2)

r_d : Derinlik boyunca (gerilme) azaltma katsayısı (boyutsuz)

σ'_{VO} : Zemin ortamda herhangi bir derinlikteki efektif gerilme (kN/m^2)

σ_{VO} : Zemin ortamda herhangi bir derinlikteki düşey gerilmedir. (kN/m^2)

Çetin ve Seed (2004) r_d 'nin hesaplanması için ayrıca kapalı bir formül önermiştir. Bu diğer gerilme azaltım katsayısı formüllerinden daha kapsamlı bir ifade olup, birçok farklı

parametre ile sonuca gitmektedir. Önerilen r_d ifadeleri bağıntı (49a), bağıntı (49b), bağıntı (49c) ve bağıntı (49d)'de görülmektedir.

$d < 20m$ için

$$r_d \left(\begin{matrix} d, M_W, \\ a_{\max}, V_{s,12m}^* \end{matrix} \right) = \left[\frac{1 + \frac{-23,013 - 2,949 a_{\max} + 0,999 M_W + 0,0525 V_{s,12m}^*}{16,258 + 0,201 e^{0,341(-d + 0,0785 V_{s,12m}^* + 7,586)}}}{1 + \frac{-23,013 - 2,949 a_{\max} + 0,999 M_W + 0,0525 V_{s,12m}^*}{16,258 + 0,201 e^{0,341(0,0785 V_{s,12m}^* + 7,586)}}} \right] \pm \sigma_{\varepsilon_{rd}} \quad (49a)$$

$d \geq 20m$ için

$$r_d \left(\begin{matrix} d, M_W, \\ a_{\max}, V_{s,12m}^* \end{matrix} \right) = \left[\frac{1 + \frac{-23,013 - 2,949 a_{\max} + 0,999 M_W + 0,0525 V_{s,12m}^*}{16,258 + 0,201 e^{0,341(-20 + 0,0785 V_{s,12m}^* + 7,586)}}}{1 + \frac{-23,013 - 2,949 a_{\max} + 0,999 M_W + 0,0525 V_{s,12m}^*}{16,258 + 0,201 e^{0,341(0,0785 V_{s,12m}^* + 7,586)}}} \right] - 0,0046(d - 20) \pm \sigma_{\varepsilon_{rd}} \quad (49b)$$

$d < 12m$ için

$$\sigma_{\varepsilon_{rd}} = 0,0198(d^{0,850}) \quad (49c)$$

$d \geq 12m$ için

$$\sigma_{\varepsilon_{rd}} = 0,0198(12^{0,850}) \quad (49d)$$

Gerilme azaltım katsayısı denklemlerinde zeminin rijitliğini temsil eden bir parametre olan $V_{s,12m}^*$ zeminin 12 metredeki eşdeğer toplam kayma dalgası hızı olup, (50) bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

$$V_s^* = \frac{H}{\sum_1^i h_i} \quad (50)$$

Burada;

H : toplam zemin profili kalınlığı (m)

h_i : i . alt tabaka kalınlığı (m)

V_s^* : i . alt tabakadaki kayma dalgası (m/s) hızıdır.

Bu kayma dalgası hızı, hesaplanma zorluğu çekilen hallerde $V_{s,12m}^*$ ile zemin tipi, dayanımı, $(N_1)_{60}$ vb. diğer parametrelerden ampirik olarak elde edilebilmektedir. Eğer bir inceleme alanında kayma dalgasının hızı tahmini zor görülüyorsa bu kez yeterli doğrulukta değerlendirilmiş birçok mühendislik probleminden elde edilen yaklaşım ile $V_{s,12m}^* = 160 \text{ m/s}$ alınarak hesaplamalar yapılabilir.

Zeminde sıvılaşma olma ihtimali P_L bağıntı (51) ile hesaplanmaktadır.

$$P_L \left(\begin{matrix} N_{1,60}, CSR_{eq}, \\ M_w, \sigma'_{VO}, \dot{I}TO \end{matrix} \right) = \Phi \left[\frac{\left(\begin{matrix} N_{1,60} \cdot (1 + 0.004 \cdot \dot{I}TO) - 13.32 \cdot \ln(CSR) \\ -29.53 \cdot \ln(M_w) - 3.70 \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_{VO}}{P_a}\right) \\ + 0.05 \cdot \dot{I}TO + 16.85 \end{matrix} \right)}{2.70} \right] \quad (51)$$

P_L ; ondalık sayı olarak (0,3-0,4 gibi) sıvılaşma olma olasılığıdır. Φ ; belirlenen bir sıvılaşma olma ihtimaline göre standart kümülatif normal dağılım fonksiyonudur. Belirlenen sıvılaşma olma olasılığına göre, devirsel direnç oranı bağıntı (52)'de verilen şekilde hesaplanmaktadır.

$$CRR \left(\begin{matrix} N_{1,60}, M_w, \\ \sigma'_{VO}, \dot{I}TO, P_L \end{matrix} \right) = \exp \left[\frac{\left(\begin{matrix} N_{1,60} \cdot (1 + 0.004 \dot{I}TO) - 29.53 \cdot \ln(M_w) \\ -3.70 \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_{VO}}{P_a}\right) \\ + 0.05 \cdot \dot{I}TO + 16,85 + 2,70 \cdot \Phi^{-1}(P_L) \end{matrix} \right)}{13.32} \right] \quad (52)$$

İnce tane oranı ondalık sayı (5,35 gibi) ve σ'_{vo} atm birimindedir. %15 sıvılaşma riskine karşılık gelen devirsel direnç oranı, CRR, bağıntı (52)'de verildiği şekilde hesaplanmaktadır.

Bağıntı (51) ve bağıntı (52) kullanıldığında ayrıca ince tane içeriğinin sıvılaşma direncine etkisi, deprem şiddetine bağlı süre düzeltmesi ve kayma direncinin efektif gerilme ile olan doğrusal olmayan ilişkisi gibi konularda herhangi bir düzeltme yapılmasına gerek kalmayacaktır.

Son olarak yine sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (FS) hesaplanarak, zeminde sıvılaşma potansiyelinin olup olmadığı ile alakalı son değerlendirme yapılmaktadır.

$$FS = (CRR_{M_w} / CSR) \quad (53)$$

Sıvılaşma potansiyelini değerlendirirken FS eğer 1'e eşit veya daha büyük ise zemin potansiyel olarak sıvılaşmaz, tam tersi durumda ise zemin potansiyel olarak sıvılaşır kabul edilmektedir.

1.10.4. Devirsel Direnç Oranına Yeni Bir Yaklaşım ile Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi (Idriss ve Boulanger, 2010)

Seed ve Idriss (1971) tarafından ortaya konulan devirsel gerilme yaklaşımına dayalı hesap yöntemi halen geçerliliğini korumakla birlikte yıldan yıla gelişme göstermiştir. Bu yaklaşımda devirsel gerilme oranını Seed ve Idriss'in (1971) in ilk verdiği şekliyle devam ettiren ancak devirsel direnç oranına yeni ve kapsamlı bir yaklaşım da, ilk yöntemin yani basitleştirilmiş prosedür olarak adlandırılan metodun yazarından gelmiştir.

Idriss ve Boulanger (2010) yıllar içinde konu ile alakalı kendi önderliğinde yapılan çalışmalar ve bunun yanında diğer araştırmacıların konuya yaptığı katkıları derlemiş, sıvılaşma vaka analizlerinden oluşan geniş bir veritabanı oluşturarak devirsel direnç oranına yeni ve güncel bir analitik yaklaşım getirmiştir. Bu yaklaşımın genel hatları ve hesap detayları aşağıda sıralanmıştır.

1.10.4.1. Devirsel Gerilme Oranının Belirlenmesi

Devirsel gerilme oranı, Idriss ve Boulanger (2010) yönteminde de aynen basitleştirilmiş prosedürde verilen hali ile bağıntı (54)'de görülen şekilde hesaplanır.

$$CSR = \left(\frac{\tau_{dev}}{\sigma'_{VO}} \right) = 0.65 \left(\frac{\sigma_{VO}}{\sigma'_{VO}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d \quad (54)$$

Yöntemde CSR formülünün hesaplanmasında kullanılan bazı parametrelerde ilk haline göre değişiklikler önerilmiştir. Bunlar sırasıyla bağıntı (55a), bağıntı (55b) ve bağıntı (55c)'de görülmektedir. Burada derinlik boyunca gerilme azaltma katsayısı Idriss (1999) tarafından verilen kapalı formülle hesaplanmaktadır.

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M] \quad (55a)$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (55b)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (55c)$$

Burada;

$\alpha(z), \beta(z)$: Derinliğe bağlı boyutsuz bir sinusoidal korelasyon eğrisidir
 z : Zemin yüzeyinden itibaren derinlik (m)

1.10.4.1.1. Düşey Yük Düzeltmesi

Seed ve Idriss (1982) düşey yük düzeltme katsayısının ilk ve klasik formülünü vermiş ve daha sonra çok kullanılan bir kapalı formül de Liao ve Whitman (1986) tarafından verilmişti. Bu yöntemde Liao ve Whitman tarafından verilen bağıntı üzerinde

Boulanger (2003, 2008) küçük bir değişiklik yapılmış bağıntı (56) ve bağıntı (57)'de görülen şekli ile kullanılmasını önermiştir.

$$C_N = (P_a / \sigma'_{VO})^m \leq 1,7 \quad (56)$$

$$m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (57)$$

Burada $(N_1)_{60cs}$ zeminin ince tane oranına ve % 60 enerjiye göre düzeltilmiş standart penetrasyon direnci, P_a ; yaklaşık olarak 1 atm basıncı yani 100 kPa'ı temsil etmektedir. Bu değer yöntemde $C_N \leq 1,7$ olarak sınırlandırılmıştır.

1.10.4.2. Devirsel Direnç Oranının Belirlenmesine Yönelik Önerilen Düzeltmeler

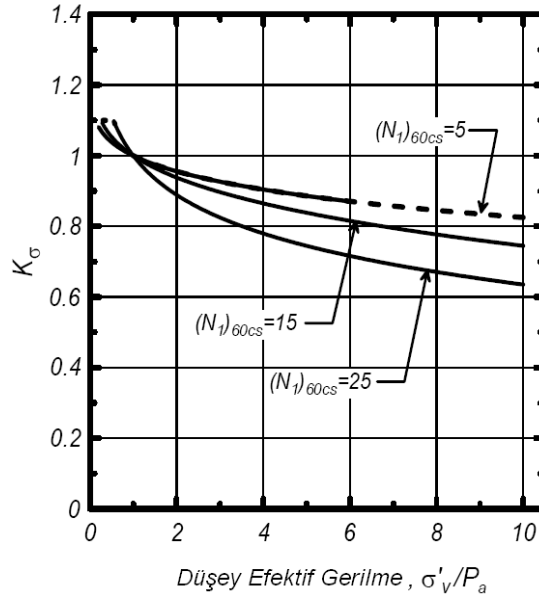
1.10.4.2.1. Aşırı Düşey Efektif Gerilme Düzeltmesi

Idriss ve Boulanger (2008) üzerinde tam olarak görüş birliği sağlanmayan bir konu olan aşırı düşey efektif gerilme düzeltmesi konusuna arazideki haliyle zeminin devirsel direnç oranları ile ince tane oranına göre düzeltilmiş SPT dirençleri arasında bir korelasyon kurarak, yeni ve kullanışlı bir yaklaşım getirmiştir. Buna göre ince tane oranına göre düzeltilmiş SPT direncini kullanan kapalı iki fonksiyonun birleşmesi ile oluşturulan bağıntı (58a) ve bağıntı (58b)'de görülen ifadeleri verdi.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{VO}}{P_a}\right) \leq 1,1 \quad (58a)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0,3 \quad (58b)$$

Farklı $(N_1)_{60cs}$ ve efektif gerilme değerleri ile düşey efektif gerilmenin değişimi Şekil 43'de görülmektedir.



Şekil 43. Düşey efektif gerilme ve K_σ ilişkisi (Idriss ve Boulanger, 2010).

1.10.4.2.2. Manyitüd Düzeltme Faktörü

Idriss (1999) kendi önerdiği manyitüd düzeltme faktörünü Idriss ve Boulanger (2010) tarafından verilen yöntemde yenilemiş (59) bağıntısı ile son şeklini vermiştir. Bu şekilde 7,5 büyüklüğü için geliştirilen temel denklem her türlü manyitüd değerine dönüştürülebilmektedir.

$$MSF = 6,9 \exp(-M_w / 4) - 0,058 \leq 1,8 \quad (59)$$

1.10.4.3. Devirsel Direnç Oranının Belirlenmesi

Idriss ve Boulanger'in (2010) önerdiği yöntemin en farklı tarafı yine Idriss ve Boulanger (2004, 2008) tarafından önerilen devirsel direnç oranı denkleminin detaylandırılarak doğruluğunun test edilip kullanılabilirliğinin gösterilmesidir. Matematiksel bir ifade ile ince tane oranına göre düzeltilmiş SPT-N değerini kullanarak 7,5 büyüklüğündeki deprem için temel devirsel direnç oranının hesabını (61) bağıntısı ile vermiştir.

Burada ince tane oranına göre düzeltilmiş SPT-N değeri yani $(N_1)_{60cs}$ iki farklı bileşenin birleşimi ile bağıntı (60)'da görülen şekilde hesaplanmaktadır. Bunlardan birincisi, zeminin % 60 enerji seviyesine göre düzeltilmiş SPT direnci $((N_1)_{60})$, diğeri de bu yöntemde ortaya atılan ve bağıntı (60b) ile hesaplanan ince tane oranına göre düzeltme $(\Delta(N_1)_{60cs})$ ifadesidir.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60cs} \quad (60a)$$

$$\Delta(N_1)_{60cs} = \exp \left[1,63 + \frac{9,7}{ITO + 0,01} - \left(\frac{15,7}{ITO + 0,01} \right)^2 \right] \quad (60b)$$

Bu şekilde hesaplanan $(N_1)_{60cs}$ ile devirsel direnç oranı $(N_1)_{60cs}$ değerinin bir matematiksel fonksiyonu şeklinde $(CRR_{M=7.5} = f[(N_1)_{60cs}])$ bağıntı (61)'de verilen şekilde hesaplanabilmektedir.

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right] \quad (61)$$

1.10.4.4. Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Katsayısının Belirlenmesi

Bu şekilde hesaplanan tüm değerler tek formülde birleştirilerek CSR ve CRR kullanılarak bağıntı (62)'de verilen güvenlik katsayısının genel ifadesi elde edilir.

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR) MSF.K_{\sigma} \quad (62)$$

Bu oranın 1'e eşit veya 1'den büyük olması, zeminde potansiyel sıvılaşma riskinin zeminde olmadığını göstermektedir.

1.11. Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi

İlk kez yayınlandığı 1945 yılından itibaren hem adı hem de içeriği değişerek günümüze gelen Türkiye Deprem Yönetmeliği (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, DBYBHY), son ve en güncel halini 2007 yılında almıştır. Sıvılaşma kavramı deprem yönetmeliğimize ilk olarak 1998 yılında gerçekleşen kapsamlı değişiklik ile girmiştir. Bugün itibari ile yürürlükte olan 2007 yönetmeliğinde; zeminler, saha veya laboratuvar deneyleri ile temel tanımlayıcı özelliklerine göre dört gruba ayrılmıştır (Tablo 7). Zemin grubuna ve en üst zemin tabakasının kalınlığına göre zeminler, yerel zemin sınıflarına (Tablo 8) ayrılmıştır.

Tablo 7. DBYBHY (2007) göre zemin grupları ve temel fiziksel parametreleri

Zemin Grubu	Zemin Grubu Tanımı	Stand. Penetr. (N/30)	Rölatif Sıkılık (%)	Serbest Basınç Direnci (kPa)	Kayma Dalgası Hızı (m/s)
(A)	1. Masif volkanik kayalar ve ayrışmamış sağlam metamorfik kayalar, sert çimentolu tortul kayalar....	—	—	> 1000	> 1000
	2. Çok sıkı kum, çakıl.....	> 50	85–100	—	> 700
	3. Sert kil ve siltli kil.....	> 32	—	> 400	> 700
(B)	1. Tüf ve aglomera gibi gevşek volkanik kayalar, süreksizlik düzlemleri bulunan ayrışmış çimentolu tortul kayalar....	—	—	500–1000	700–1000
	2. Sıkı kum, çakıl.....	30–50	65–85	—	400–700
	3. Çok katı kil ve siltli kil...	16–32	—	200–400	300–700
(C)	1. Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrışmış metamorfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar.....	—	—	< 500	400–700
	2. Orta sıkı kum, çakıl.....	10–30	35–65	—	200–400
	3. Katı kil ve siltli kil.....	8–16	—	100–200	200–300
(D)	1. Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakaları.....	—	—	—	< 200
	2. Gevşek kum.....	< 10	< 35	—	< 200
	3. Yumuşak kil, siltli kil.....	< 8	—	< 100	< 200

Tablo 8. DBYBHY (2007) göre yerel zemin sınıflarının tanımlanması

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Grupları ve Temel Fiziksel Parametreleri Tablosuna Göre Zemin Grubu ve En Üst Zemin Tabakası Kalınlığı (h_1)
Z1	(A) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (B) grubu zeminler
Z2	$h_1 > 15$ m olan (B) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (C) grubu zeminler
Z3	$15 \text{ m} < h_1 \leq 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 \leq 10$ m olan (D) grubu zeminler
Z4	$h_1 > 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 > 10$ m olan (D) grubu zeminler

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007); bütün deprem bölgelerinde, yeraltı su seviyesinin zemin yüzeyinden itibaren 10 m içinde olduğu durumlarda, Zemin Grupları tablosunda (Tablo 7’de) (D) grubuna giren zeminlerde Sıvılaşma Potansiyeli’nin bulunup bulunmadığının, saha ve laboratuvar deneylerine dayanan uygun analiz yöntemleri ile incelenmesi ve sonuçların belgelenmesini zorunlu kılmaktadır.

Zemin grupları tablosu incelendiğinde, D grubu zeminlerin, a) Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakaları, b) Gevşek kumlar, c) Yumuşak kil, siltli killer olduğu görülmektedir. Bu zeminler su altında sıvılaşmaya yatkınlık gösterebileceği bilinen zeminlerdir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, Trabzon ili, Merkez ilçesi, Akyazı Beldesi, Akyazı Kültür ve Spor Kompleksi Dolgu Sahasının içinde bulunduğu bölgede yapılması planlanan Trabzonspor stadı, kapalı spor salonu ve hizmet binalarına ilişkin olarak avan proje yapılması için gerekli, jeolojik ve geoteknik çalışmaların yapılarak temel zeminleri hakkında bilgi toplanması amacıyla Albayrak Mühendislik Sondaj Şirketi/Trabzon tarafından, belirtilen alan için hazırlanan zemin etüt raporu (zemin ve kaya özellikleri Kaya Mühendislik Zemin ve Yapı Malzeme Laboratuvarı /Trabzon tarafından yapılmıştır) verilerinden, çevre ve araziden elde edilen bilgilerden, söz konusu sahada yapılmış olan önceki çalışmalardan ve literatür bilgilerinden yararlanarak, inceleme alanı olarak nitelenen Akyazı sahil dolgu alanı zeminlerinin sıvılaşma risk potansiyellerinin farklı yöntem ve hesap metotları kullanılarak karşılaştırmalı analizini yapmaktır. Bu şekilde Trabzon'da daha önce yapılmamış bir sıvılaşma potansiyeli çalışması ile Akyazı dolgusu özelinde zeminlerin sıvılaşabilirliğini aydınlatmaktır.

Bu amaçla, ilk olarak inceleme alanı zeminlerinin temel mühendislik özelliklerinden yararlanarak ilgili zeminlerin sıvılaşabilir zeminler olup olmadığı belirlenmiş ve sonrasında da standart penetrasyon deneyi verileri ve inceleme alanına yönelik farklı sismik parametreler kullanılarak farklı yöntemlere göre yapılan hesaplarla bu zeminlerin potansiyel sıvılaşma riski, inceleme alanının potansiyel depremselliği ışığında belirlenmiştir. Analizler sonunda elde edilen verilerle bu tez için yazılan bir bilgisayar programı kullanılarak inceleme alanına ait sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmiştir.

2.1.2. Materyal ve Metot

Yapılan bu çalışmada karşılaştırmalı parametrik analiz metodu seçilmiştir. Bunun için sabit temel zemin verilerinin üzerine belirli bir aralıktaki muhtemel sismik veriler kullanılarak hesaplamalar yapılmıştır.

Materyal olarak ise, Akyazı dolgu alanı zeminlerine ait yapılan onaylı zemin etüt raporundan (Albayrak Mühendislik Sondaj) yararlanılmış ve tamamlayıcı diğer veriler inceleme alanı çevresel bilgilerinden ve literatür araştırmasından elde edilmiştir.

Çalışmada öncelikle inceleme alanının içinde bulunduğu Doğu Karadeniz Bölgesi, Trabzon İli ve Akyazı sahil dolgu alanının temel bazı yapısal ve fiziksel özellikleri tanıtılmıştır. İnceleme alanının tanıtılmasından sonra, Doğu Karadeniz Bölgesinin jeolojisi, Trabzon ilinin jeomorfolojisi, inceleme alanının genel ve mühendislik jeolojisi, Trabzon ve inceleme alanının depremselliği hakkında bilgiler verilmiştir. Bu aşamadan sonra Albayrak Mühendislik sondaj tarafından yapılmış olan arazi ve laboratuvar deneyleri hakkında kısa bilgiler sunulmuştur. Daha sonra bu arazi ve laboratuvar deneylerinden inceleme alanı zeminlerinin temel (ham) mühendislik verileri derlenmiş, yeni tablolar oluşturulmuş ve sonuçlar grafiklerle sunulmuş ve yorumlanmıştır.

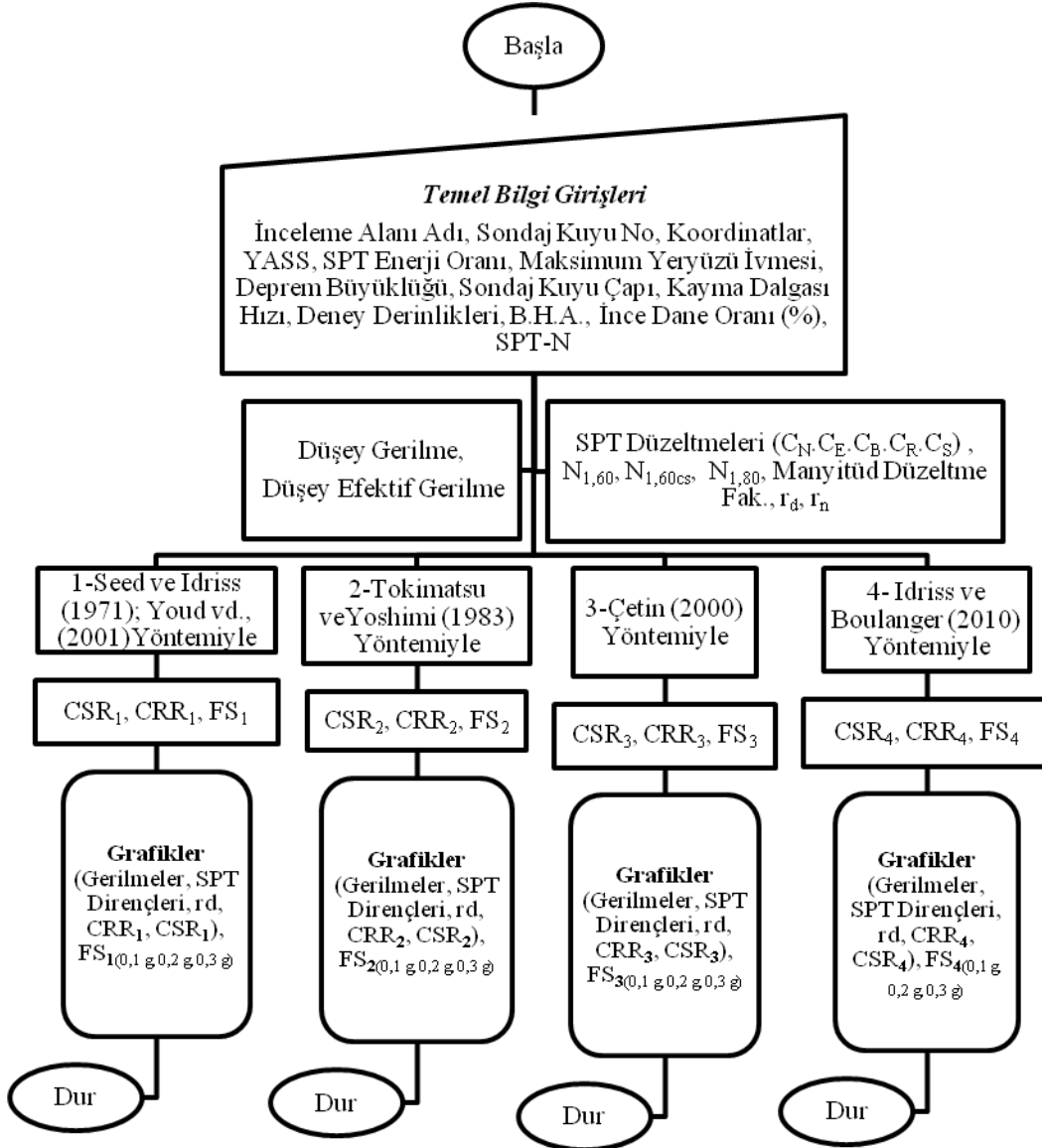
Elde edilen temel verilerden faydalanarak ilk aşama olarak ilgili alandaki zeminlerin potansiyel olarak sınıflandırılabilir zeminlere ait literatürde verilen özelliklere sahip olup olmadığı belirlenmiştir. Bu bilgiler çeşitli grafik ve şekillerle detaylı şekilde açıklanmış ve desteklenmiştir.

Elde edilen bu verilerle birlikte, bölge özelinde belirlenen sismik parametreler kullanılarak; ilk olarak Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen ve daha sonra en son hali Youd vd. (2001) tarafından verilen devirsel gerilmeye dayalı basitleştirilmiş yöntem, ikinci olarak Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemi, üçüncü olarak Çetin (2000) yöntemi, dördüncü ve son olarak da Idriss ve Boulanger (2010) yöntemi olmak üzere farklı dört yöntemle göre, moment manyitüdü olarak 5 ve 6 değerlerinde ve belirlenen her bir manyitüde de 0,1-0,2-0,3 g maksimum yeryüzü ivmesiyle, SPT dirençleri ve diğer bilgiler kullanarak analizler yapılmıştır.

2.1.2.1. Hazırlanan Bilgisayar Programının Tanıtılması

Tez için yazılan program ile, inceleme alanının temel zemin özellikleri ve sismik karakteristiklerini kullanarak Youd vd. (2001), Tokimatsu ve Yoshimi (1983), Çetin (2000) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemlerinin hesap metotlarını temel alarak ayrı ayrı Microsoft Excel TM programları hazırlanmıştır. Program genel amaçlı olarak, istenilen her çeşit temel girdi ve verinin değiştirilmesine müsaade edecek şekilde hazırlanmıştır. Dolayısı ile her türlü zemin profilinde ve istenilen deprem büyüklüğü ve

yeryüzü ivmesinde çalışmaktadır. Hesaplar için kullanılan toplam ve efektif gerilmeler, düzeltme faktörleri, gerilme azaltım ve manyitüd düzeltme faktörleri vb. ara değerleri kendisi hesaplamakta ve mantıksal seçimli eşitliklerin uygun olanını belirleyerek kendi seçmektedir. Akış şeması Şekil 44'de verilen programda, moment manyitüdü olarak 5 ve 6 değerlerinde ve belirlenen her bir manyitütte de 0,1-0,2-0,3 g maksimum yeryüzü ivmesi kullanılarak her bir sondajdan elde edilen SPT sayılarını ve diğer bilgileri kullanılarak hesaplamalara gidilmiştir. Dolayısı ile her bir zemin profilinde, iki manyitüd ($M_w=5$ ve 6) ve üç ivme değeri ($a_{max}=0,1 - 0,2 - 0,3$ g) için dörder yöntemle (1-Youd vd. (2001), 2-Tokimatsu ve Yoshimi (1983), 3-Çetin (2000) ve 4-Idriss ve Boulanger (2010)) sınılaşma potansiyeli belirlenmiştir. Elde edilen rakamsal sonuçlar, her bir sondaj için hem yazılı liste şeklinde hem de tek sayfada toplu grafikler şeklinde verilmiştir. Ayrıca hesaplanan güvenlik sayılarının tamamı aynı grafikte toplanmıştır. Hesaplanan güvenlik sayılarının, ilgili değişkenlerle kendi içindeki değişimi irdelenmiştir.



Şekil 44. Hazırlanan bilgisayar programına ait akış şeması

2.2. İnceleme Alanının Tanıtılması

2.2.1. Yerleşim Bilgileri

İnceleme alanı Trabzon İli Merkez İlçesi Akyazı Beldesinde, Trabzon Giresun karayolu güzergahı üzerinde bulunan, sahil dolgu alanıdır. İnceleme alanının sınırlarını temsil eden koordinatlar Tablo 9’da verilmiştir.

Tablo 9. İnceleme alanının sınır koordinatları

Yer	Yön	Y	X
Batı Yönünde Sahil Köşeler	Kuzey	553484.78	4541187.82
	Güney	553526.12	4540972.21
Orta Kısım Deniz Tarafı	Kuzey	554408.10	4540899.48
Orta Kısım Kara Tarafı	Güney	554308.66	4540376.99
Doğu Yönünde Sahil Köşeler	Kuzey	555191.50	4540528.94
	Güney	555213.67	4540272.57

İnceleme alanında yapılan sondajlara ait derinlik ve koordinat bilgileri Tablo 10'da verilmiştir.

Tablo 10. İnceleme alanında yapılan sondaj çalışmalarının derinlik ve koordinat bilgileri

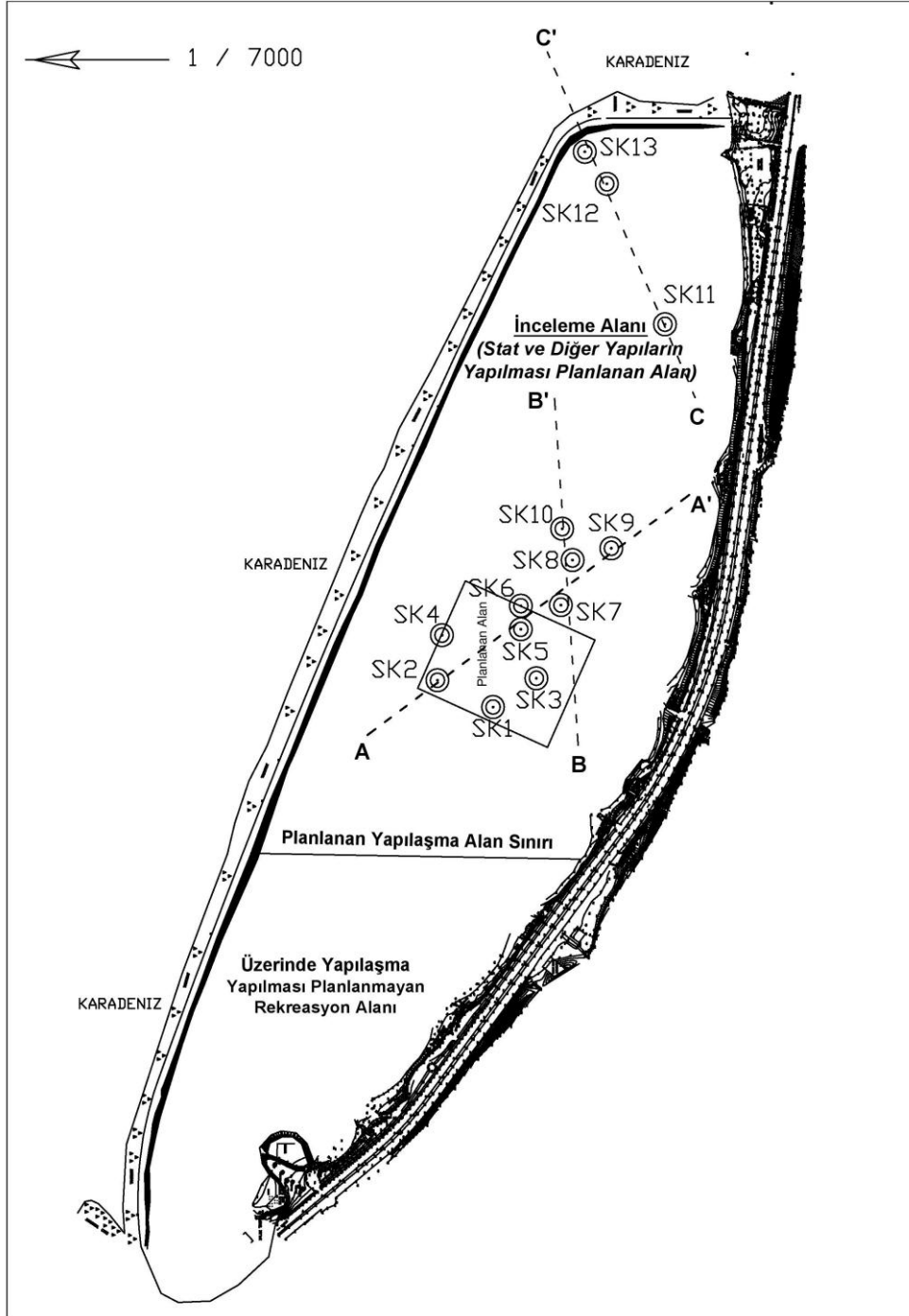
Sondaj Kuyu No	Toplam Derinliği (m)	Sondaj Koordinatlar	
		Y	X
SK-1	20,0	554311	4540643
SK-2	27,0	554352	4540729
SK-3	19,5	554355	4540576
SK-4	30,0	554421	4540722
SK-5	25,0	554430	4540600
SK-6	26,0	554466	4540600
SK-7	22,0	554467	4540538
SK-8	21,0	554536	4540520
SK-9	20,0	554554	4540460
SK-10	20,5	554584	4540536
SK-11	21,0	554897	4540377
SK-12	25,0	555112	4540467
SK-13	26,0	555161	4540501

İnceleme alanına ait yer bulduru haritası, uydu görüntüsü ve dolgu sonrası hali Şekil 45'de görülmektedir.

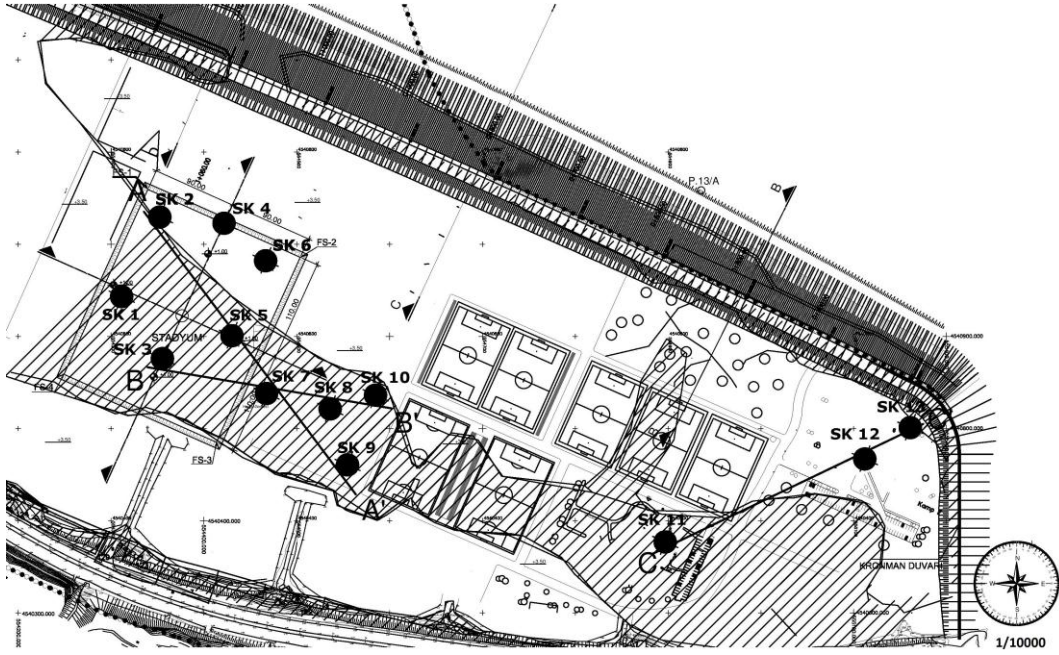


Şekil 45. İnceleme alanına ait yer bulduru haritası

Şekil 46'da ölçekli planı verilen dolgu alanında yapılaşmanın planlandığı ve planlanmadığı alan ve sınırları, planlanan stadyumun yeri, sondaj noktaları, alınan kesitler ve doğrultuları görülmektedir. Şekil 47'de inceleme alanının yapılaşma şeklini gösterir, sondaj noktaları ve kesitlerin işlendiği vaziyet planı görülmektedir.



Şekil 46. İnceleme alanı üzerinde sondaj noktalarının, kesit ve bilgilerinin yerleşimi



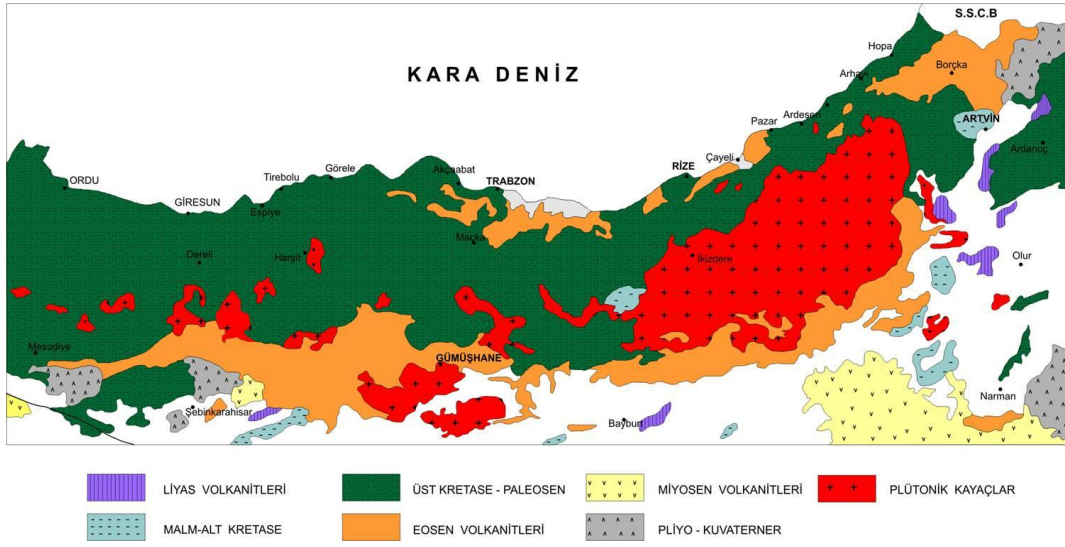
Şekil 47. İnceleme alanında yapılaşmanın planlandığı alanın, sondaj noktalarının, kesit ve bilgilerinin işlendiği vaziyet planı

Dolgu alanı yaklaşık olarak 800 dönüm (800.000 m²) yüz ölçümüne sahiptir. Dolgu alanının batı kısmında yapılaşma planlanmayan rekreasyon alanları bırakılmış olup, doğu kısmında ise başlıca stadyum ve diğer tesislerin planlandığı geniş bir alan bulunmaktadır. Sondajlar yapılaşmanın planlandığı bu kısımda yoğunlaşmıştır. Bu kısmı inceleme alanı olarak değerlendirdiğimizde, yüzölçümü yaklaşık olarak 550 dönüm olmaktadır. Arazinin topografyası düz olup, eğimi sıfıra yakındır. İnceleme alanına ulaşım karayolu ile yapılabilir.

2.2.2. Jeolojik Bilgiler

2.2.2.1. Doğu Karadeniz Bölgesinin Genel Jeolojisi

Anadolu'nun tektonik birlikleri sınıflamasında Doğu Pontidler olarak isimlendirilen Doğu Karadeniz Bölgesi; kuzeyde Karadeniz, güneyde Çoruh vadisi ve Kuzey Anadolu Fayı, doğuda Küçük Kafkaslar ve batıda ise Kızılırmak vadisi ile sınırlanmaktadır (URL-2, 2013). Doğu Karadeniz Bölgesinin genel jeoloji haritası Şekil 48'de görülmektedir.



Şekil 48. Doğu Karadeniz Bölgesi jeoloji haritası (URL-2, 2013).

Doğu Pontidler olarak isimlendirilen bu bölge geçirdiği jeolojik evrime bağlı olarak kendi içinde Kuzey ve Güney zon olarak ikiye ayrılmaktadır. Reşadiye, Alucra, Gümüşhane, Bayburt, Çoruh vadisinden geçen hattın kuzey kesimi Doğu Pontid Kuzey Zonu, güney kesimi ise Doğu Pontid Güney Zonu olarak isimlendirilmiştir. Doğu Pontid Kuzey Zonu, Pontid ada yayına karşılık gelmekte ve çoğunlukla intrüzif ve volkanik kayaçlar yüzeylenmektedir. Güney zon ise bir ark önü havza konumunda olup, çoğunlukla tortul, çok az olarak da volkanik kayaçlar yüzeylenmektedir (URL-2, 2013).

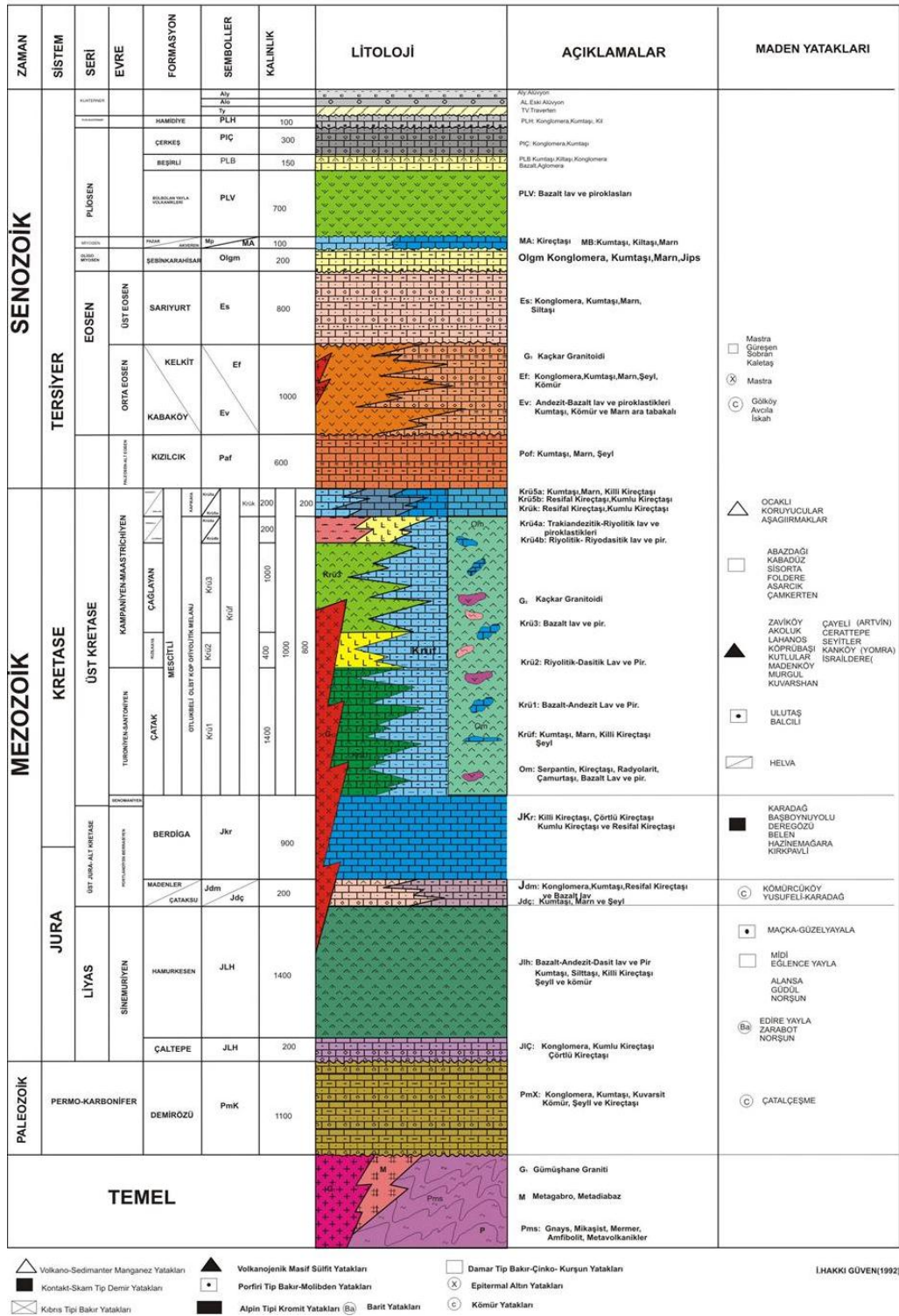
2.2.2.2. Trabzon İlinin Jeomorfolojisi

Trabzon ili başlıca üç ana jeomorfolojik üniteden oluşmaktadır. Bunlar; ilin güney kesiminde su bölüm çizgisi boyunca oluşmuş doğu-batı doğrultusunda uzanan dağlık alanlar, kuzeyde Karadeniz kıyısı boyunca denizel şekillenme ile oluşmuş pleistosen-aktüel kıyı kuşağı (platodaki yarılmaya dik, kıyıya paralel ve en fazla 1800 metre genişliğe sahip bir alanda izlenebilen üç kademe seki düzlüğünden oluşur) ve bu iki ünite arasında yer alan, akarsular tarafından derin vadilerle yarılmış platolar ve tepelik alanlardır.

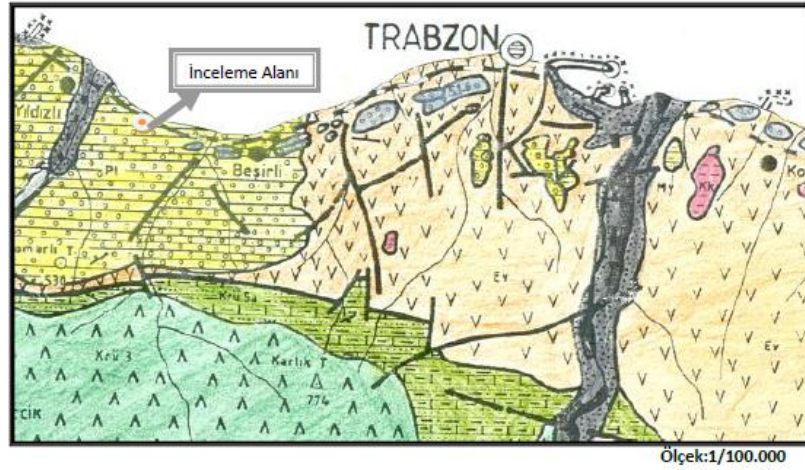
2.2.2.3. İnceleme Alanının Genel Jeolojisi

Stratigrafik çalışmalar sonucunda oluşturulan Doğu Karadeniz Bölgesi genelleştirilmiş dikme (stratigrafik) kesiti Şekil 49’da görülmektedir. Trabzon bölgesinde görülen formasyonların sırasıyla yaşlı birimden genç birime doğru Hamurkesen Formasyonu, Berdiga Formasyonu, Çatak Formasyonu, Kızılkaya Formasyonu, Çağlayan Formasyonu, Çayırbağı Formasyonu, Bakırköy Formasyonu, Kabaköy Formasyonu, Kaymaklı Formasyonu, Beşirli Formasyonu, Kırmızı Killer, Sekiler Formasyonu, Alüvyonlar şeklindedir.

İnceleme alanının Trabzon ili jeoloji haritasında gösterimi ve jeolojik yapılanması Şekil 50’de görülmektedir.



Şekil 49. Doğu Karadeniz Bölgesinin stratigrafik dik kesiti (URL-2, 2013).

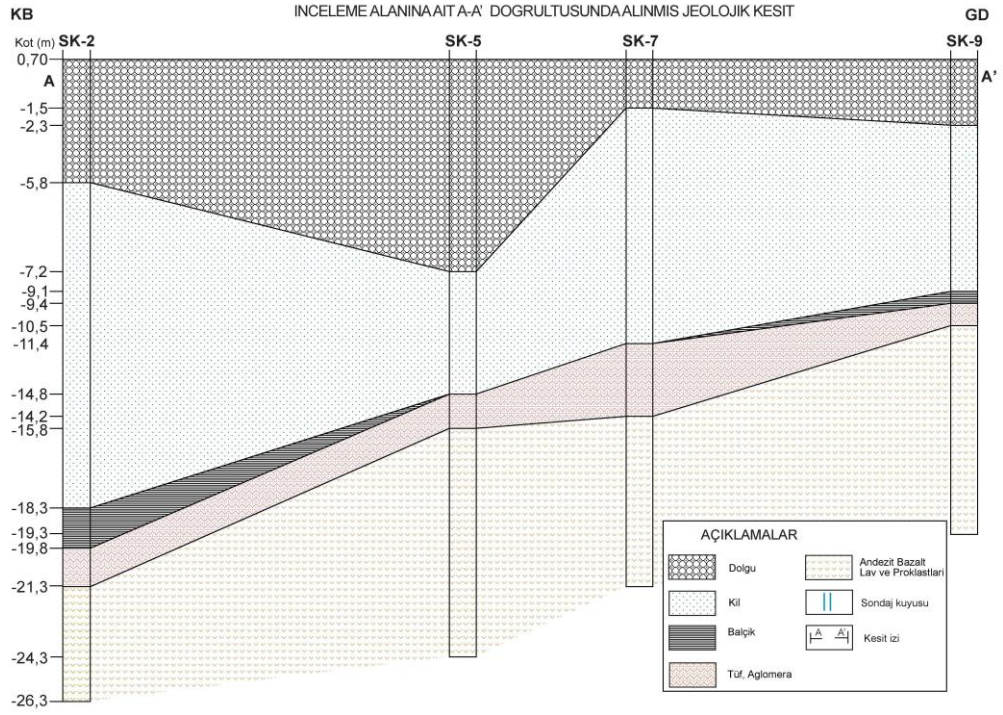


LEJANT			
	Alüvyon (Çakıl, kum, kil)		Kaymaklı Formasyonu
	Seki		Kabaköy Formasyonu
	Kırmızı Kil		Bakırköy Formasyonu
	Beşirli Formasyonu		Çayırbağ Formasyonu
			Çağlayan Formasyonu

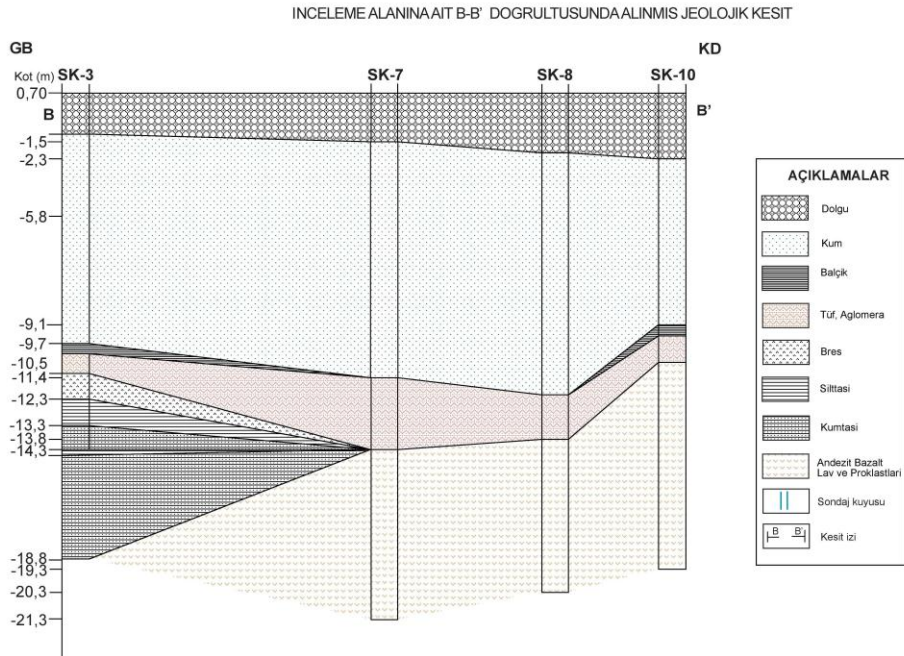
Şekil 50. Trabzon İlının genel jeoloji haritası ve inceleme alanının gösterimi

2.2.2.4. İnceleme Alanının Mühendislik Jeolojisi

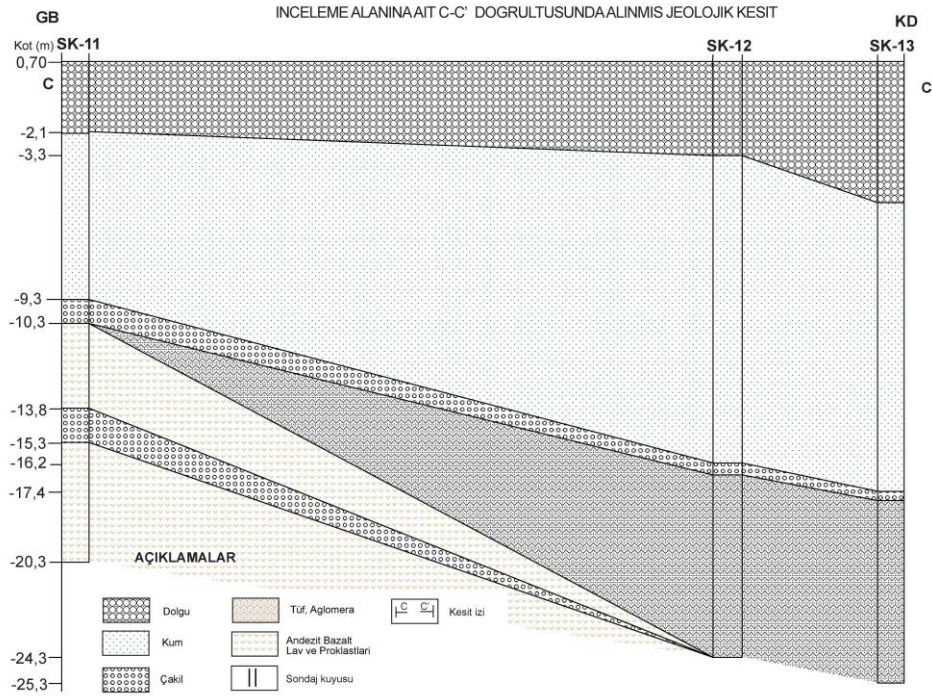
İnceleme alanında Albayrak Mühendislik Sondaj tarafından yapılan 13 adet temel sondajından elde edilen verilerde, genel olarak 2.00-13.00 m kalınlıkta blok, çakıl, kum ve kil-silt türü malzeme içeren düzensiz dolgu, dolgu altında 6.80-14.00 m kalınlıkta seyrek kavkılı, seyrek çakıllı, yeşilimsi gri renkli, ince orta taneli denizel çökel alüvyon, Alüvyon altında Beşirli Formasyonuna ait kumtaşı, silttaşı, tuf, aglomera, onun da altında Kabaköy Formasyonu ait mavimsi gri renkli, yer yer kırıklı çatlaklı, az ayrılmış, çatlakları kalsit dolgulu andezit-bazalt lav ve piroklastları bulunmaktadır. İnceleme alanında yapılan sondajlarda alınan A-A', B-B' ve C-C' kesitleri alınmıştır. Bu kesitlerin doğrultuları Şekil 46'da, elde edilen jeolojik kesitler ise Şekil 51, Şekil 52 ve Şekil 53'de verilmiştir.



Şekil 51. İnceleme alanının jeolojik kesiti (A-A')



Şekil 52. İnceleme alanının jeolojik kesiti (B-B')

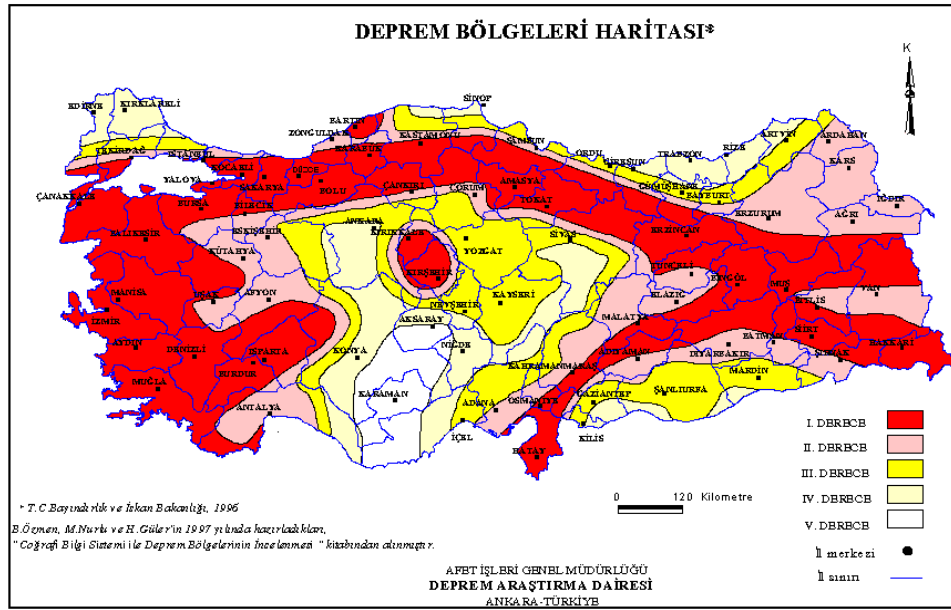


Şekil 53. İnceleme alanının jeolojik kesiti (C-C')

2.2.3. Trabzon ve İnceleme Alanının Depremselliği

Ülkemiz Endonezya'dan başlayarak Himalayalar ve Akdeniz üzerinden Atlas Okyanusu'na ulaşan Alp-Himalaya deprem kuşağının üzerinde yer almakta ve dünyanın bilinen en aktif fay zonlarından biri olan Kuzey Anadolu Fay Zonunu içermektedir. Türkiye, dünyanın bir çok ülkesi gibi deprem konusunda çok can kaybı vermiştir. Deprem konusuna verilen önem ve yapılan araştırmalar her geçen gün daha da artmakta ve teknik mevzuat da zaman zaman yenilenmektedir.

Ülkemizde 1972 yılından beri kullanılan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasının son hali, Bakanlar Kurulunun 18.04.1996 tarih ve 96/8109 sayılı kararıyla yürürlüğe girmiştir. Türkiye deprem bölgeleri haritası Şekil 54'de görülmektedir. Hissedilen ve beklenen en yüksek şiddet değerlerine göre deterministik esasa dayalı önceki haritadan farklı olarak yeni harita olasılık hesaplarına göre yapılmıştır. Eş ivme konturlarına göre yapılan haritaya göre, depreme göre hesabı yapılacak yapı 50 yıllık ekonomik ömrü içinde % 90 ihtimal ile bu yüklenmeye maruz kalmayacak yani diğer bir ifadeyle, 50 yıllık süre içinde %10 aşılma ihtimaline sahip olacaktır. İvme konturlarına göre oluşturulan bölgelerde, Tablo 11'de verilen haritada belirtilen etkin ivme değerleri kullanılmaktadır.



Şekil 54. Türkiye deprem bölgeleri haritası (AİGM, 1996).

Tablo 11. Deprem bölgelerine göre etkin ivme aralıkları (AİGM, 1996).

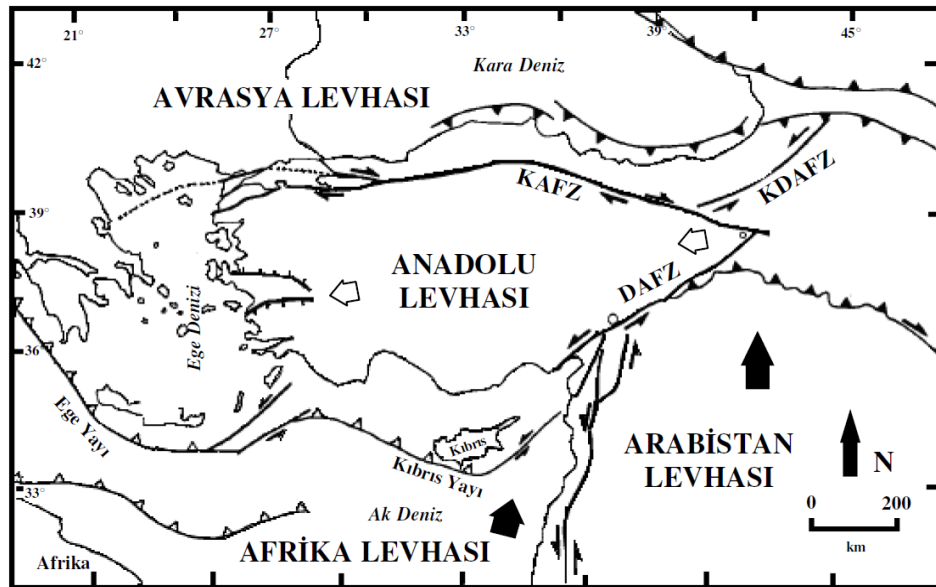
Deprem Bölgeleri	Etkin İvme Değerleri
1	$A \geq 0.4g$
2	$0.30 \leq A < 0.4g$
3	$0.20 \leq A < 0.3g$
4	$0.10 \leq A < 0.2g$
5	$A < 0.1g$

Şekil 54'e göre Karadeniz bölgesinin sahil kesimi büyük ölçüde 3. ve 4. Derece deprem bölgesinde kalmaktadır. Şekil 55'de görülen Trabzon iline ait deprem bölgeleri haritasına göre Trabzon İli tümüyle 4. derece deprem bölgesinde kalmaktadır.



Şekil 55. Trabzon ilinin resmi deprem bölgeleri haritası (AİGM, 1996).

Trabzon il merkezi ve yakın çevresi yeryüzünün en aktif fay zonlarından biri olan Kuzey Anadolu Fay Zonunun (KAFZ) yaklaşık olarak 150 km kuzeyinde yer almaktadır. Kuzey Anadolu Fayı, Alp-Himalaya kuşağının en aktif bölümlerinden biri olup, Doğu-Batı doğrultulu ve buna dik yönde bulunan fay sistemlerine sahiptir. Türkiye'yi etkisi altına alan levha hareketleri ve belirgin fay zonları Şekil 56'da görülmektedir.



Şekil 56. Türkiye ve çevresi aktif fay kuşakları ve levha hareketleri (Şengör vd., 1985)

Kuzey Anadolu Fayı'nı Karadeniz Levhacığı ile Anadolu Levhacığı'nı birbirinden ayıran bir dönüşüm (Transform, doğrultu atımlı) fay niteliğinde değerlendirmiş olması onun önemini daha da arttırmaktadır. Karadeniz kıyısına az-çok paralel olarak, Anadolu'yu Batı-Doğu doğrultusunda boydan boya kesen Kuzey Anadolu Fayının batıda Sakarya nehri (Geyve) ile doğuda Van Gölü (Bulanık) arasında kalan ve yeryüzünde kesintisiz olarak gözlenebilen uzunluğu, yaklaşık olarak 1100 km; Ege denizi ile İran sınırı arasında, uzantıları ile birlikte, toplam 1600 kilometredir. Kuzey Anadolu Fayının doğrultu atımlı sağ yönlü bir fay zonu olduğu, ilk kez 27 Aralık 1939 büyük Erzincan depreminden (MS=8) ve onu izleyen 1942, 1943 ve 1944 depremlerinden sonra anlaşılmıştır (Ketin, 1969; Ketin, 1976).

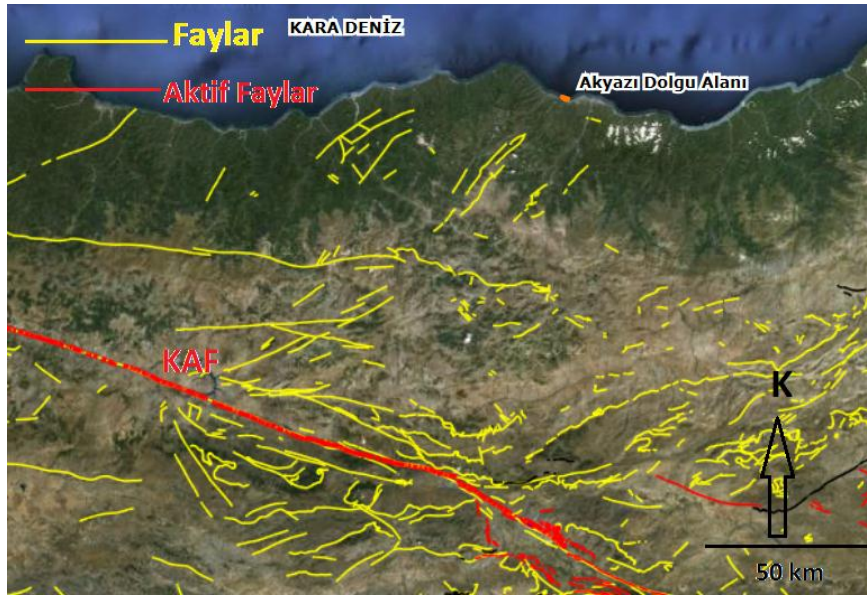
Amerika Birleşik Devletleri'nde bulunan ve 1895 yılında yani Kuzey Anadolu Fayı tespit edilmeden yaklaşık 50 yıldan fazla süre öncesinden beri bilinen ve araştırılan San Andreas Fayı ile Kuzey Anadolu Fayı arasında çok yönlü benzerlik ilişkileri kurulmuş ve bu ilişkiler araştırmacıların Kuzey Anadolu Fayının davranışını anlamasında çok faydalı olmuştur. San Andreas Fayı, Kuzey Amerika'nın Pasifik Okyanusu kıyısına paralel olarak, KB-GD doğrultusunda uzanan ve Pasifik kıyı dağlarını boydan boya kesen büyük bir kırık sistemi, doğrultu atımlı sağ yönlü bir fay zonedir. Her iki fayın birer fay zonu ya da fay sistemi halinde gelişmiş bulunmaları; fay zonlarında oluşan özel yapı şekillerinin birbirinin aynı oluşu; boylarının birbirine uygunluğu (1100 - 1600 km); doğrultu atımlı sağ yönlü olmaları ve sol yönlü ikincil kollarının bulunması (Garlock ve Karlıova-Bingöl Fayları); aynı zamanda Dönüşüm Fayı niteliğinde olmaları; her ikisinin de Miyosen sonlarında ya da Pliyosen başından (10-12 milyon yıl öncesinden) beri hareket etmekte oldukları ve Alpin yaşlı sıradağları (Coast Range ve Kuzey Anadolu sıradağlarını) küçük açılar altında kesmeleri, bu benzerliğin başlıca belirtileridir. Her iki fay sisteminin birbirine uymayan yönleri ise; en fazla atım değerlerinin birbirinden oldukça farklı bulunması (San Andreas'ta 300 km, Kuzey Anadolu'da 90 km) ve fizyografik görünümünün değişik olmasıdır (Ketin, 1976).

Bu iki fayın benzerlik ilişkisinden ve Trabzon çevresinde birçok fay bulunması, Doğu Karadeniz'in Kuzey Anadolu Fayına yakınlık uzaklık ilişkisi, depreme maruz kalacak bölgenin denize kıyısı olması, bölgede ve deniz içinde de depremlerin oluşuyor olması vb. fiziksel özellikleri nedeniyle potansiyel deprem riski açısından değerlendirilmesinin gerekli olduğu belirtilmektedir. Kuzey Anadolu Fayı ve Kuzey Amerika'nın San Andreas Fayı ile onların önlerinde paralel olarak uzanan Karadeniz Sahil

fayları ve Pasifik Sahil Faylarının birbirine çok benzer özellikler göstermekte oldukları ve beklenenden daha karmaşık bir sahil fay zonuna sahip olduğu sonradan anlaşılan San Andreas Fayı gibi Karadenizde de benzer şekilde halen aktif ve deprem oluşturabilecek bir fay sisteminin olabileceği belirtilmektedir (Bektaş, 2013).

Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığına bağlı olarak hizmet veren Deprem Dairesi Başkanlığından elde edilen aşağıdaki güncel haritalarda Doğu Karadeniz, Trabzon ve Akyazı inceleme alanına ait bazı fay ve deprem bilgileri Şekil 57, Şekil 58, Şekil 59, Şekil 60 ve Şekil61’de verilen haritalarda görülmektedir.

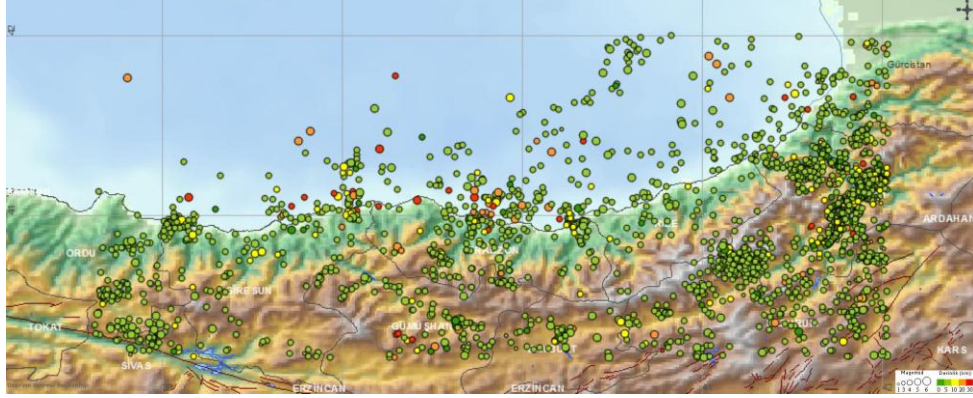
Doğu Karadeniz ve Trabzon çevresindeki fay dağılımları Şekil57’de görülmekle birlikte birçok ve biriri içine girmiş fayın kırmızı ile gösterilen, ana kol şeklindeki Kuzey Anadolu Fay zonunun kuzeyinde kaldığı görülmektedir. Şekil 58’de Doğu Karadeniz’de oluşan depremler toplu olarak görülmektedir. Bu haritada sahil boyunca kıyıya paralel şekilde, oldukça yoğun bir deprem dağılımı olduğu görülmektedir.



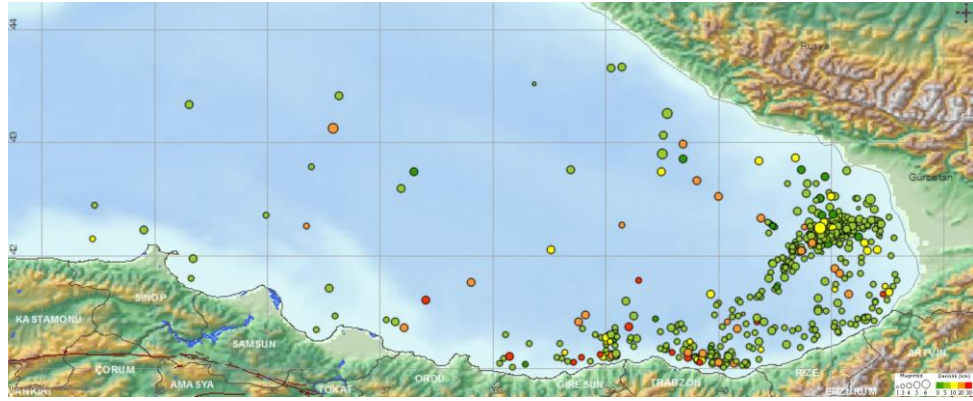
Şekil 57. İnceleme alanı çevresindeki fay dağılımları (URL-3, 2013).

1900-2013 yılları arasındaki depremleri gösteren haritalar ve fay oluşumlarını gösteren şekiller incelendiğinde, Trabzon ve çevresinde irili ufaklı depremlerin oluştuğu ve bu depremleri oluşturan bir fay veya fay mekanizmalarından söz etmek mümkün görülmektedir. Nitekim Şekil 56’de görülen Şengör vd. (1985) tarafından verilen haritada da Doğu Karadeniz sahilinde kıyıya paralel doğrultuda giden bir örtülü bindirme fay zonu

görülmektedir. Şekil 59’da verilen harita üzerinde, Doğu Karadeniz sahili ötesinde deniz içindeki deprem oluşumları incelendiğinde, Artvin-Ordu bandında sahile paralel deprem oluşumları görülmektedir. Bu oluşum Şekil 56’da görülen haritada Doğu Karadeniz sahilindeki bindirme fay oluşumu ile örtüşmektedir. Ayrıca Gürcistan sınırında deniz içinde başlayan yoğun deprem kümelenmesi bir yay şeklinde Trabzon doğu sahilinde sonlanmaktadır.

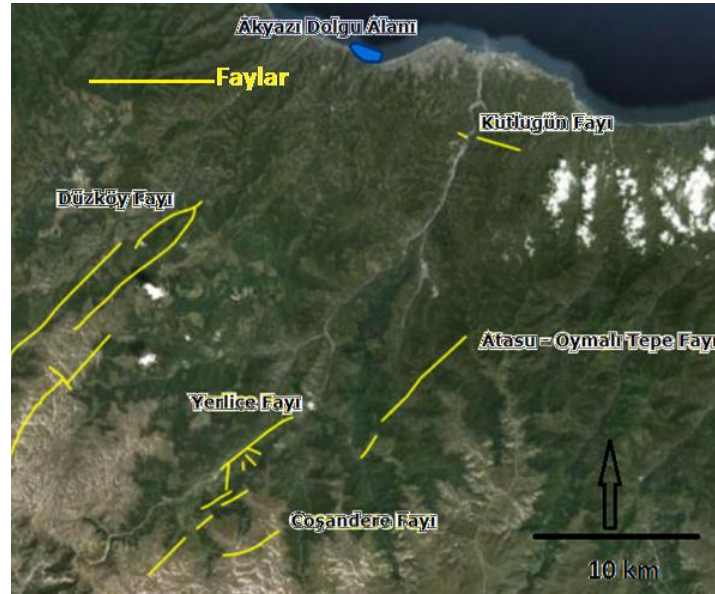


Şekil 58. Doğu Karadeniz Bölgesinde kıyı hattının kuzey ve güneyinde 1900-2013 yılları arasındaki depremler (URL-4, 2013).

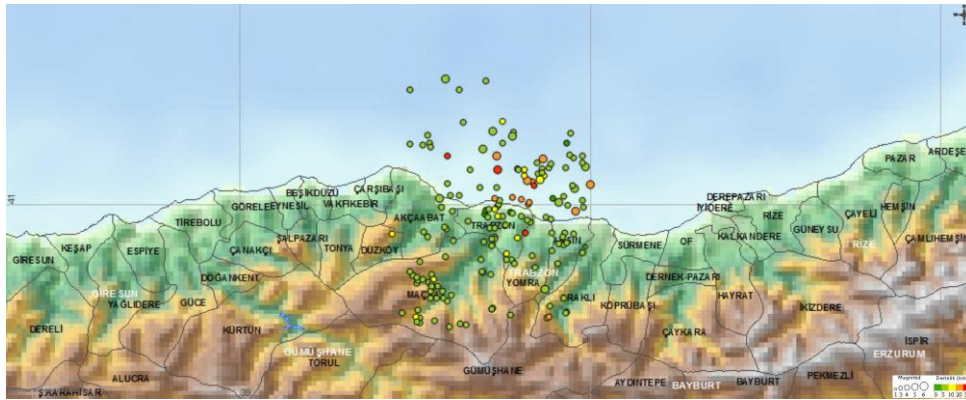


Şekil 59. Doğu Karadeniz’de deniz içinde oluşan 1900-2013 yılları arasındaki depremler (URL-4, 2013).

İnceleme alanının kara tarafında yakın fay hatları bulunmakla birlikte, aktif bir fay hattı bulunmamaktadır. İnceleme alanına yakın fayların dağılımı Şekil 60’da görülmektedir. Trabzon Merkez ve Akyazı sahilinde oluşan depremler Şekil 61’de görülen harita üzerinde görülmektedir.



Şekil 60. İnceleme alanına en yakın fay hatları (URL-3, 2013).



Şekil 61. Trabzon yakın çevresinde oluşan 1900-2013 yılları arasındaki depremler (URL-4, 2013).

İnceleme alanının, çevresinde bulunan fay hatları ile olan mesafeleri harita üzerinden koordinatlar yardımıyla belirlenmiştir. Buna göre inceleme alanının, Düzköy ile Yerlice arasında kalan alanın üzerinden geçen fayın kuzey ucu ile arası yaklaşık 22 km, Kutlugün-İncesu ve Dolaylı hattından geçen faya olan en yakın mesafesi yaklaşık 12 km, Coşandere-Anayurt-Güzelyayla hattındaki fayın kuzey ucu arası 27,5 km, Atasu-Oymalitepe arasında bulunan fay ile arası yaklaşık 34 km'dir.

Bektaş (2010) tarafından verilen Trabzon ilinin jeolojisine bağılı doğal afet potansiyeli çalışmasında, Trabzon'da olması mümkün maksimum deprem büyüklüğünü 6-6.5 (M), bu depremde olması mümkün en büyük yer yüzü ivmesinin 0,2-0,3 g ve depremin şiddeti maksimum VIII (Yıkıcı) olarak nitelendirilmiştir.

2.2.4. İnceleme Alanında Yapılan Deneysel Çalışmalar

2.2.4.1. Arazi Deneyleri

İnceleme alanında 18.08.2012 ve 11.09.2012 tarihleri arasında planlanan yapılaşma şekline uygun olarak tespit edilen noktalarda, derinlikleri $L=19,50-30.00m$ arasında değişen, 13 adet toplam 303.00m derinliğinde zemin sondajı, 2 adet D - 500 marka kamyonu monte sondaj makinesi kullanılarak rotary yöntemle mevcut Türk ve ASTM standartlarına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 62'de sondajlar esnasında inceleme alanının durumu görülmektedir.



Şekil 62. İnceleme alanında yapılan sondajlardan bir görünüm

Yapılan sondajlarda standart örnek alıcılar kullanılmıştır. Sondaj delik çapı 76 mm'dir. Açılan sondaj kuyularından örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmış, bu numuneler karot sandıklarına yerleştirilmiş, kotlanmış ve laboratuara gönderilmiştir. Her

bir sondaj kuyusunda eş zamanlı olarak standart penetrasyon deneyi yapılmıştır. Sondajlarda örnek alıcı ile alınan numunelerden bir örnek Şekil 63’de görülmektedir.



Şekil 63. SK-3 Sondajından alınan örselenmiş numune

2.2.4.2. Laboratuvar Deneyleri

Alınan numunelere ait zemin deneyleri T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığında yeterlilik ve izin belgeleri bulunan Kaya Mühendislik Zemin ve Beton Laboratuvarı (Trabzon) tarafından kalibre edilmiş deney aletleri kullanılarak yapılmıştır. Laboratuvarda zemin indeks deneyleri, taşıma gücüne yönelik deneyler, hesaplamalar için diğer temel zemin deneyleri sonuçları elde edilmiştir. Oluşturulan karot numuneler üzerinden de kaya kalite göstergesi incelemesi (RQD), toplam karot verimi incelemesi (TCR), tek eksenli basınç deneyi ve nokta yükü dayanım indeksinin belirlenmesi vb. deneyler yapılmıştır.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

3.1. İnceleme Alanından Elde Edilen Hesaplarda Kullanılan Veriler

Yapılan sondajlardan elde edilen birincil veriler; yeraltı su seviyesinin konumu, zemin ve ana kayanın tabakalaşma şekli ve kalınlıkları olmuştur. Bu bilgiler Tablo 12’de verilmiştir.

Tablo 12. Çalışma alanından elde edilen ilk sondaj verileri

Sondaj No	Sondaj Derinliği (m)	Deniz suyu Kotu (m)	Dolgu Kalınlığı (m)	Alüvyon Kalınlığı (m)	Anakaya Derinliği (m)
SK-1	20,00	-0,70	2,80	10,00	12,80
SK-2	27,00	-0,70	6,50	14,00	20,50
SK-3	19,50	-0,70	2,00	8,90	10,90
SK-4	30,00	-0,70	12,80	7,30	20,10
SK-5	25,00	-0,70	7,90	7,60	15,50
SK-6	26,00	-0,70	4,50	14,00	18,50
SK-7	22,00	-0,70	2,20	9,90	12,10
SK-8	21,00	-0,70	2,80	10,00	12,80
SK-9	20,00	-0,70	3,00	7,15	10,15
SK-10	20,50	-0,70	5,00	10,50	15,50
SK-11	21,00	-0,70	2,80	7,20	10,00
SK-12	25,00	-0,70	4,00	12,90	16,90
SK-13	26,00	-0,70	6,00	12,10	18,10

Arazi çalışmasının yapıldığı tarih itibariyle yapılan tüm sondajlarda zemin yüzünden yaklaşık 0.70 m derinliğinde yeraltı suyuna rastlanılmıştır. Deniz suyu ile yapılan karşılaştırmada yeraltı su seviyesinin deniz suyu seviyesi ile eş değer kotta olduğu tespit edilmiştir. Yapılan bu sondajlarda elde edilen zemin boy kesitindeki derinlik ve zemin cinsleri Tablo 13 ve Tablo 14’de verilmiştir. Sondajlarda yapılan standart penetrasyon

deneylerinin elde edilen SPT-N değerleri Tablo 15 ve Tablo 16'da verilmiştir. Sondajlardan elde edilen zeminlerin doğal birim ağırlıkları ve su muhtevası değerleri Tablo 17'de, zeminin çakıl, kum ve ince tane içeriği ve birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine gore (USCS) zemin sınıfları Tablo 18'de, tane çap aralıkları, eğrilik ve niformluk katsayıları Tablo 19'da verilmiştir.

Tablo 13. SK-1-SK-9 zemin sondajlarının derinlik ve zemin cinsi bilgileri

SK- No	Top. Derinlik (m)	Zemin Cinsi
SK- 1	20,0	0,00 – 2,80 m Dolgu
		2,80 – 12,20 m Kum
		12,20 – 12,80 m Balçık
		12,80 – 13,80 m Tüf, Aglomera
		13,80 – 20,00 m Andezit- Bazalt Lav ve
SK- 2	27,0	0,00 – 6,50 m Dolgu
		6,50 – 19,00 m Kum
		19,00 – 20,50 m Balçık
		20,50 – 22,00 m Tüf, Aglomera
		22,00 – 27,00 m Andezit- Bazalt Lav ve
SK- 3	19,5	0,00 – 2,00 m Dolgu
		2,00 – 10,40 m Kum
		10,40 – 10,90 m Balçık
		10,90 – 12,00 m Tüf, Aglomera
		12,00 – 13,00 m Volkanik breş
		13,00 – 14,00 m Silttaşı
14,00 – 19,50 m Kumtaşı		
SK- 4	30,0	0,00 – 12,80 m Dolgu
		12,80 – 20,10 m Kum
		20,10 – 21,00 m Tüf, Aglomera
		21,00 – 30,00 m Andezit- Bazalt Lav ve
SK- 5	25,0	0,00 – 7,90 m Dolgu
		7,90 – 15,50 m Kum
		15,50 – 16,50 m Tüf, Aglomera
		16,50 – 25,00 m Andezit- Bazalt Lav ve
SK- 6	26,0	0,00 – 4,50 m Dolgu
		4,50 – 18,50 m Kum
		18,50 – 23,10 m Tüf
		23,10 – 26,00 m Breş
SK- 7	22,0	0,00 – 2,20 m Dolgu
		2,20 – 12,10 m Kum
		12,10 – 14,90 m Tüf, Aglomera
		14,90 – 22,00 m Andezit- Bazalt Lav ve
SK- 8	21,0	0,00 – 2,80 m Dolgu
		2,80 – 12,80 m Kum
		12,80 – 14,50 m Tüf, Aglomera
		14,50 – 21,00 m Andezit- Bazalt Lav ve
SK- 9	20,0	0,00 – 3,00 m Dolgu
		3,00 – 9,80 m Kum
		9,80 – 10,15 m Balçık
		10,15 – 11,20 m Tüf, Aglomera
		11,20 – 20,00 m Andezit- Bazalt Lav ve

Tablo 14. SK-10-SK-13 zemin sondajlarının derinlik ve zemin cinsi bilgileri

SK- No	Top. Derinlik (m)	Zemin Cinsi
SK- 10	20,5	0,00 – 5,00 m Dolgu
		5,00 – 15,50 m Kum
		15,50 – 16,10 m Tüf, Aglomera
		16,10 – 20,50 m Andezit- Bazalt Lav ve
SK- 11	21,0	0,00 – 2,80 m Dolgu
		2,80 – 10,00 m Kum
		10,00 – 11,00 m Çakıl
		11,00 – 14,50 m Andezit- Bazalt Lav ve
		14,50 – 16,00 m Çakıl
SK- 12	25,0	16,00 – 21,00 Andezit- Bazalt Lav ve
		0,00 – 4,00 m Dolgu
		4,00 – 16,90 m Kum
		16,90 – 17,30 m Çakıl
SK- 13	26,0	17,30 – 25,00 m Tüf, Aglomera
		0,00 – 6,00 m Dolgu
		6,00 – 18,10 m Kum
		18,10 – 18,50 m Çakıl
		18,50 – 26, 00 m Tüf, Aglomera

Tablo 15. SK-1-SK-8 sondajlarından elde edilen SPT-N değerleri

SK-1		SK-2	
Derinlik (m)	SPT-N	Derinlik (m)	SPT-N
3,00-3,45	13	7,50-7,95	27
4,50-4,95	16	9,00-9,45	8
6,00-6,45	9	10,50-10,95	17
7,50-7,95	15	12,00-12,45	12
9,00-9,45	13	13,50-13,95	20
10,50-10,95	12	15,00-15,45	17
12,00-12,45	7	16,50-16,95	14
		18,00-18,45	16
		19,50-19,95	9
SK-3		SK-4	
Derinlik (m)	SPT-N	Derinlik (m)	SPT-N
3,00-3,45	14	13,00-13,45	11
4,50-4,95	17	14,50-14,95	12
6,00-6,45	15	16,00-16,45	15
7,50-7,95	11	17,50-17,95	12
9,00-9,45	18	19,00-19,45	16
SK-5		SK-6	
Derinlik (m)	SPT-N	Derinlik (m)	SPT-N
9,00-9,45	9	5,00-5,45	24
10,50-10,95	8	6,50-6,95	17
12,00-12,45	10	8,00-8,45	11
13,50-13,95	11	9,50-9,95	10
15,00-15,45	13	11,00-11,45	11
		12,50-12,95	16
		14,00-14,45	30
		15,50-15,95	29
		17,00-17,45	29
SK-7		SK-8	
Derinlik (m)	SPT-N	Derinlik (m)	SPT-N
3,00-3,45	13	3,00-3,45	10
4,50-4,95	15	4,50-4,95	7
6,00-6,45	14	6,00-6,45	13
7,50-7,95	11	7,50-7,95	14
9,00-9,45	17	9,00-9,45	18
10,50-10,95	16	10,50-10,95	17
		12,00-12,45	19

Tablo 16. SK-9-SK-13 sondajlarından elde edilen SPT-N değerleri

SK-9		SK-10	
Derinlik (m)	SPT-N	Derinlik (m)	SPT-N
3,00-3,45	11	6,00-6,45	15
4,50-4,95	15	7,50-7,95	14
6,00-6,45	16	9,00-9,45	17
7,50-7,95	13	10,50-10,95	18
9,00-9,45	17	12,00-12,45	17
		13,50-13,95	16
		15,00-15,45	18
SK-11		SK-12	
Derinlik (m)	SPT-N	Derinlik (m)	SPT-N
3,00-3,45	14	5,00-5,45	22
4,50-4,95	18	6,50-6,95	16
6,00-6,45	16	8,00-8,45	13
7,50-7,95	15	9,50-9,95	17
9,00-9,45	19	11,00-11,45	15
		12,50-12,95	19
		14,00-14,45	28
		15,50-15,95	29
SK-13			
Derinlik (m)	SPT-N		
7,00-7,45	29		
8,50-8,95	22		
10,00-10,45	30		
11,50-11,95	24		
13,00-13,45	31		
14,50-14,95	34		
16,00-16,45	33		
17,50-17,95	38		

Tablo 17. SK-1-SK-13 sondajlarından elde edilen zeminlerin w_n , γ_n değerleri

Kuyu No	Numune Alım Seviyesi (m)	Su Muhtevası (w_n)	Doğal Birim Ağırlık (γ_n) (kN/m ³)
SK-1	7,00-7,45	14,10	16,8
SK-2	9,00-9,45	14,10	17,1
SK-3	6,00-6,45	30,00	17,1
SK-4	13,50-13,95	12,80	17,0
SK-5	9,00-9,45	10,90	17,0
SK-6	9,00-9,45	21,00	17,4
SK-7	9,00-9,45	15,10	17,1
SK-8	6,00-6,45	13,70	16,9
SK-9	6,00-6,45	14,00	17,1
SK-10	9,00-9,45	12,10	17,0
SK-11	6,00-6,45	10,80	17,0
SK-12	8,00-8,45	27,00	17,0
SK-13	15,00-15,45	19,00	17,1

Tablo 18. SK-1-SK-13 sondajlarından elde edilen zeminlerin kil+silt, kum çakıl içerikleri ve zemin sınıfları

Kuyu No	Silt+ Kil (#200) (%)	Kum (#4-200) (%)	Çakıl (+#4) (%)	Zemin Sınıfı (USCS)
SK-1	8,2	91,50	0,3	SP-SM (üniform kum ve az silt)
SK-2	6,2	93,5	0,3	SP-SM (üniform kum ve az silt)
SK-3	10,5	89,5	0,0	SP-SM (üniform kum ve az silt)
SK-4	7,1	89,6	3,3	SP-SM (üniform kum ve az silt)
SK-5	9,8	89,7	0,5	SP-SM (üniform kum ve az silt)
SK-6	13,0	57,7	29,3	SM (siltli kum ve az çakıl)
SK-7	3,7	96,3	0,0	SP(üniform kum)
SK-8	11,0	82,8	6,2	SW-SM (iyi derecelenmiş kum ve az silt)
SK-9	5,2	89,8	5,0	SP-SM (üniform kum ve az silt)
SK-10	4,7	95,3	0,0	SP (üniform kum)
SK-11	7,8	89,9	2,3	SW-SM (iyi derecelenmiş kum ve az silt)
SK-12	2,0	96,2	1,8	SP (üniform kum)
SK-13	2,3	94,3	3,4	SP (üniform kum)

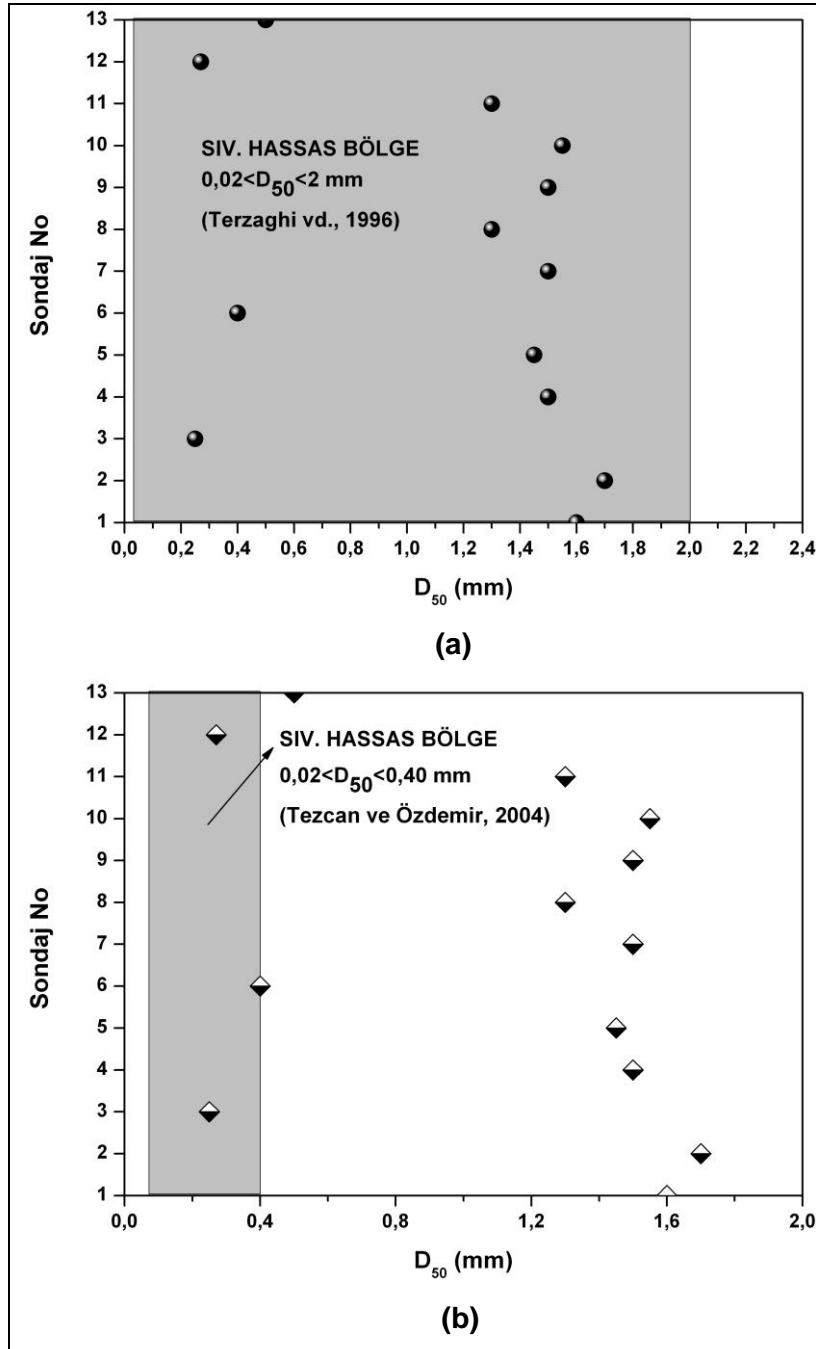
Tablo 19. SK-1-SK-13 Sondajlarından elde edilen zeminlerin tane çap aralıkları, üniformluk ve eğrilik katsayıları

Kuyu No	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	C _U	C _C
SK-1	0,19	1,18	1,6	1,51	7,95	4,85
SK-2	0,19	0,93	1,7	1,48	7,79	3,08
SK-3	0,07	0,18	0,25	0,28	4,00	1,65
SK-4	0,45	1,15	1,50	1,51	3,36	1,95
SK-5	0,10	0,94	1,45	1,48	14,80	5,97
SK-6	0,05	0,22	0,4	2,12	42,4	0,46
SK-7	0,39	1,22	1,5	1,52	3,90	2,51
SK-8	0,07	0,48	1,30	1,43	20,43	2,30
SK-9	0,48	1,20	1,50	1,54	3,21	1,95
SK-10	0,30	1,22	1,55	1,56	5,20	3,18
SK-11	0,17	0,57	1,30	1,40	8,24	1,37
SK-12	0,16	0,20	0,27	0,29	1,81	0,86
SK-13	0,18	0,30	0,50	0,60	3,33	0,83

3.2. İnceleme Alanındaki Zemin Türlerinin Sıvılaştırılabilirliğinin Tespiti

Zeminlerde sıvılaştırma analizinin ilk adımı olarak söz konusu inceleme alanında görülen zemin profillerinde potansiyel olarak sıvılaştırılacak zemin tabakalarının bulunup bulunmadığını belirlemek amacıyla zeminin tane dağılımı, tane çapı ve özellikleri yönünden sıvılaştırma potansiyeli incelenmiştir.

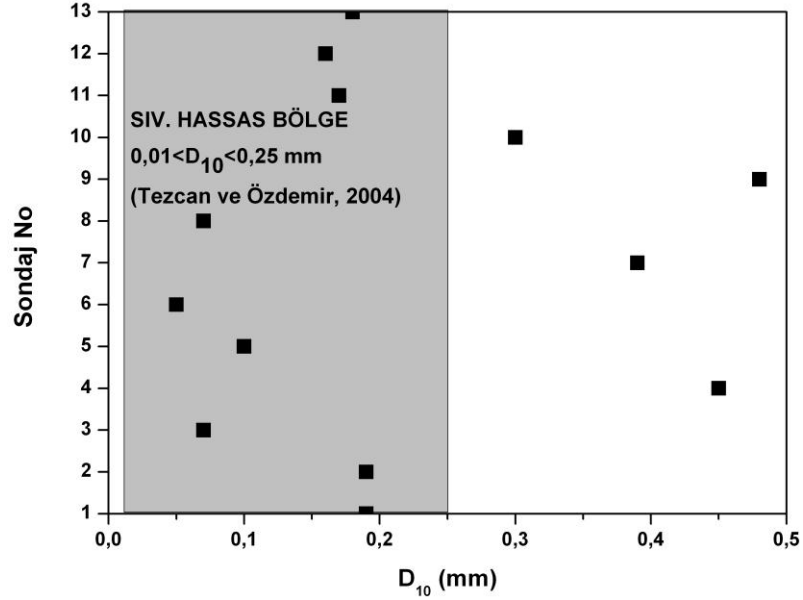
İnceleme alanında yapılan sondajlarda zeminin D₅₀ değerinin sondaj kuyuları arasındaki değişimi Şekil 64 (a) ve (b)'de verilmiştir. Buna göre Şekil 64 (a)'da verilen sondaj kuyularından elde edilen zeminlerin literatürde Terzaghi vd., (1996) nin önerdiği sıvılaştırılabilir zeminlere ait D₅₀ değer aralığına göre dağılımı sonucunda, inceleme alanındaki tüm zeminlerin D₅₀ değeri açısından potansiyel sıvılaştırılabilir zemin özelliklerini taşıdığı, Şekil 64 (b)'de ise Tezcan ve Özdemir'e (2004) göre yapılan sınıflandırmada ise 3, 6, ve 12 nolu sondaj kuyularının potansiyel sıvılaştırılabilir zeminler olarak nitelendirilebileceği görülmektedir.



Şekil 64. Zeminin D₅₀ değeri açısından sınıflandırılabilirliği

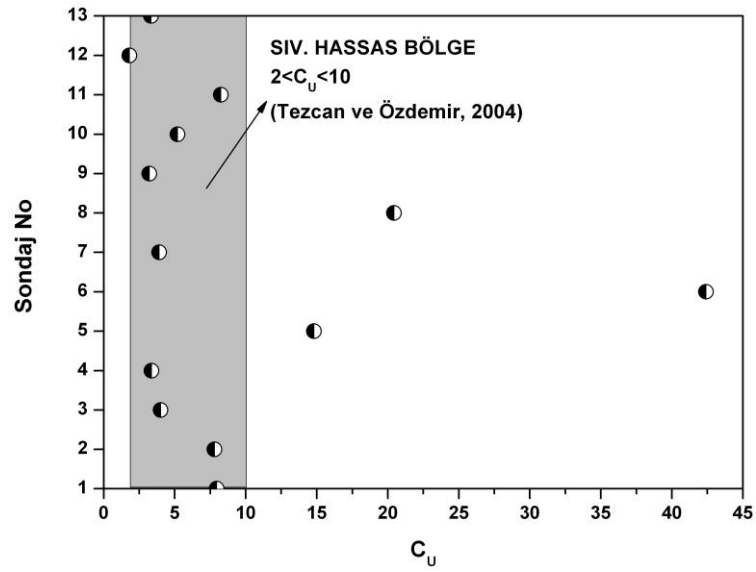
İnceleme alanında yapılan sondajlarda zeminin D₁₀ değerinin sondaj kuyuları arasındaki değişimi Şekil 65’de verilmiştir. Buna göre sondaj kuyularından elde edilen zeminlerin, literatürde Tezcan ve Özdemir’in (2004) önerdiği aralığa göre yapılan sınıflandırmasında 4, 7, 9 ve 10 nolu sondaj kuyularındaki zeminlerin potansiyel olarak

sıvılaşmaz zeminler aralığında kaldığı, diğer sondaj kuyuları zeminlerinin ise potansiyel sıvılaşabilir zemin özelliklerini taşıdığı tespit edilmiştir.



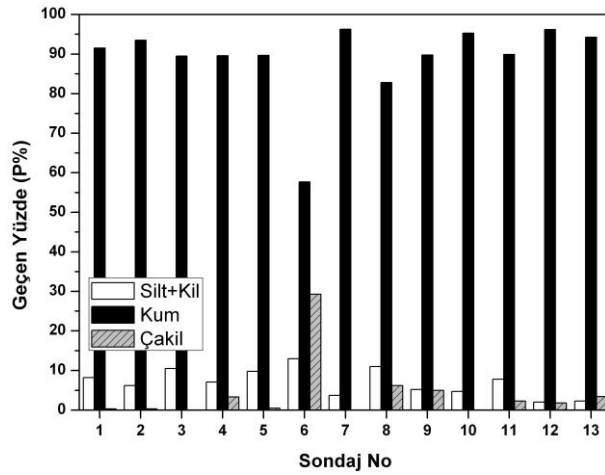
Şekil 65. Zeminin D₁₀ değeri açısından sıvılaşabilirliği

İnceleme alanında yapılan sondajlarda zeminin C_U değerinin sondaj kuyuları arasındaki değişimi Şekil 66'da verilmiştir. Sondaj kuyularından elde edilen zeminlerin, literatürde Tezcan ve Özdemir'in (2004) önerdiği aralığa göre yapılan sınıflandırmasında 5, 6 ve 8 nolu sondaj kuyularındaki zeminlerin potansiyel olarak sıvılaşmaz zeminler aralığında kaldığı, diğerlerinin tamamının ise potansiyel sıvılaşabilir zemin özelliklerini taşıdığı tespit edilmiştir.



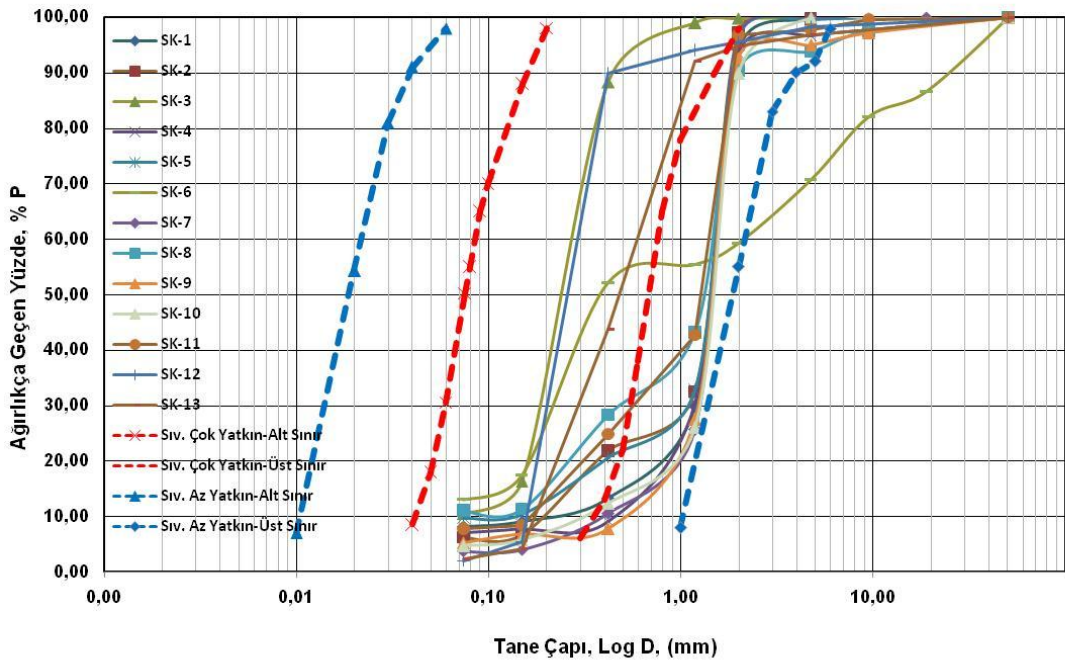
Şekil 66. Zeminin C_U değeri açısından sıvılaşılabirliği

Şekil 67'de inceleme alanında yapılan sondajlarda zeminin kum, çakıl ve ince tane içeriklerinin her bir sondaj kuyusu içindeki dağılımı görülmektedir. Bu değerlere göre zeminin ince tane oranı, taneli zeminin toplam yüzdesi içinde çok az bir yer tutmaktadır. İnceleme alanı zeminlerinin sınıfı genel itibariyle SP-SM (üniform kum ve az silt) olarak belirlenmiştir. Bu durum, taneli malzemenin tüm zemin içindeki yüzdesi ve zeminin sınıfı açısından, sıvılaşıma için ideale yakın bir ortam oluştuğunun ve zeminde potansiyel sıvılaşıma riskinin bulunabileceğini göstermektedir.



Şekil 67. Zeminin çakıl, kum ve ince tane içeriğinin grafiksel gösterimi

Tane çapı dağılımı yönünden inceleme alanında sıvılaşmaya yatkın zeminlerin bulunup bulunmadığı topluca incelenmiştir. Bunun için inceleme alanından elde edilen zeminler üzerinde yapılan tane boyu analizlerinden elde edilen granülometri eğrilerinin literatürde konu ile ilgili esas referans kabul edilen Tsuchida'nın (1970) verdiği sıvılaşmaya yatkın zeminlere ait granülometri eğrileri ile karşılaştırması yapılmıştır. Şekil 68'de sıvılaşmaya yatkın zeminlere ait üst ve alt sınır granülometri eğrileri ve inceleme alanı zeminlerinin granülometri eğrileri görülmektedir. Buna göre SK3, SK 6, SK 12 ve SK 13 nolu sondajlardan elde edilen zeminlerin sıvılaşmaya çok yatkın alt ve üst sınır eğrilerinin arasında kaldığı, diğer tüm sondaj kuyuları zeminlerinin sıvılaşmaya az yatkın alt ve üst sınır eğrilerinin arasında kaldığı görülmektedir. Bu şekilde tane dağılımı yönünden tüm inceleme alanı için uygun şartlar oluştuğunda, zeminde sıvılaşma potansiyelinin olacağı aşıkardır.



Şekil 68. İnceleme alanı zeminleri granülometri eğrilerinin, Tsuchida (1970) tarafından önerilen sıvılaşmaya yatkın zeminlere ait granülometri eğrileri ile karşılaştırılması

3.2.1. İnceleme Alanında Sismik Kaynaklı Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi

İnceleme alanındaki tüm sondajlarda yapılan SPT deneyinden elde edilen veriler, sondajlardan elde edilen zeminin temel mühendislik özellikleri bilgileri ve inceleme alanının maruz kalabileceği muhtemel depreme ait fiziksel parametreler kullanılarak dört farklı yöntemle göre yapılan analiz sonuçları aşağıda özet olarak verilmiştir.

Sismik değişkenler açısından farklı dört yöntem için moment manyitüdü 5 ve 6 değerlerinde ve belirlenen her bir manyitüde de 0,1-0,2-0,3 g maksimum yeryüzü ivmesi kullanılmış, her bir sondaj için SPT-N değerleri ve diğer bilgiler kullanılarak analizler yapılmıştır.

Burada Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen ve daha sonra en son hali Youd vd. (2001) tarafından verilen devirsel gerilmeye dayalı basitleştirilmiş yöntem (#1) ifadesi ile, ikinci olarak Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemi (#2) ifadesi ile, üçüncü olarak Çetin (2000) yöntemi (#3) ifadesi ile, dördüncü ve son olarak da Idriss ve Boulanger (2010) yöntemi (#4) ifadesi ile gösterilerek isimleri kısaltılmıştır.

Aşağıda her bir sondajdan elde edilen veriler üzerine sismik parametrelerin eklenmesi ile yapılan karşılaştırmalı sıvılaşma analizlerinin sonuçları tablolar şeklinde açıklanmış olup elde edilen sonuçlara ait grafikler Ek 1-39'da sunulmuştur. Buna göre;

- SK-1 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sıvılaşma potansiyeli hesap sonuçlarına ait özet bilgiler Tablo 20'de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Seed ve Idriss (1971) ve Çetin (2000) yöntemlerine göre yalnızca taban seviyesinde (12,45 m) sıvılaşma görülmekte, diğer yöntemlere göre ise birden fazla derinlikte sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için ise tüm yöntemlere göre zeminde yaygın sıvılaşma potansiyeli bulunduğu görülmekte ve Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yönteminde tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmekte, diğer yöntemlerde ise sondaj kuyusu tabanına yakın yerlerde sıvılaşma potansiyeli yoğunlaşmaktadır. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde ise, her yöntemle göre tüm zemin profili sıvılaşır olarak görülmektedir.

SK-1 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 1’de, farklı dört yöneme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 2ve Ek 3’de verilmiştir.

Tablo 20. SK-1 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	3,23	2,30	3,53	2,68	2,03	1,84	2,33	2,17	1,62	1,15	1,77	1,34
4,95	3,66	2,33	3,88	2,97	2,29	1,87	2,53	2,38	1,83	1,17	1,94	1,49
6,45	2,28	1,72	2,15	1,99	1,43	1,37	1,39	1,57	1,14	0,86	1,08	0,99
7,95	3,27	2,03	3,37	2,65	2,05	1,62	2,13	2,06	1,64	1,01	1,69	1,32
9,45	2,75	1,87	2,86	2,32	1,72	1,49	1,77	1,78	1,38	0,93	1,43	1,16
10,95	2,65	1,79	2,79	2,26	1,66	1,43	1,69	1,70	1,33	0,89	1,40	1,13
12,45	1,82	1,50	1,99	1,74	1,14	1,20	1,19	1,30	0,91	0,75	1,00	0,87
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	1,01	0,92	1,16	1,08	1,08	0,77	1,18	0,89	0,68	0,61	0,78	0,72
4,95	1,15	0,93	1,27	1,19	1,22	0,78	1,29	0,99	0,76	0,62	0,84	0,79
6,45	0,71	0,69	0,69	0,78	0,76	0,57	0,72	0,66	0,48	0,46	0,46	0,52
7,95	1,03	0,81	1,07	1,03	1,09	0,68	1,12	0,88	0,68	0,54	0,71	0,69
9,45	0,86	0,75	0,88	0,89	0,92	0,62	0,95	0,77	0,57	0,50	0,59	0,59
10,95	0,83	0,72	0,85	0,85	0,88	0,60	0,93	0,75	0,55	0,48	0,56	0,57
12,45	0,57	0,60	0,60	0,65	0,61	0,50	0,66	0,58	0,38	0,40	0,40	0,43

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 1

- SK-2 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 21’de görülmektedir. Buna göre, zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6

büyükluğindeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinde yaygın sıvılaşma potansiyeli görölmekte diğer yöntemlerde ise yalnızca bir derinlikte (9,45 m) sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki deprem için ise tüm yöntemlere göre zeminde yaygın sıvılaşma potansiyeli bulunduğu görölmekte, bununla birlikte zemin profili Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yönteminde yaygın olarak sıvılaşır olarak görölmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görölmekte, diğer yöntemlerde ise oldukça yaygın sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görölmekte, diğer yöntemlerde ise, bir derinlik hariç (7,95 m) geri kalan tüm seviyelerde sıvılaşma potansiyeli görölmektedir.

SK-2 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 4'de, farklı dört yöntemle göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 5 ve Ek 6'da verilmiştir.

Tablo 21. SK-2 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
7,95	6,53	2,83	8,13	5,18	4,09	2,27	5,14	4,03	3,26	1,42	4,07	2,59
9,45	1,92	1,40	1,97	1,74	1,20	1,12	1,22	1,34	0,96	0,70	0,98	0,87
10,95	3,60	1,91	3,86	2,84	2,26	1,53	2,35	2,14	1,80	0,95	1,93	1,42
12,45	2,65	1,61	2,74	2,23	1,66	1,29	1,63	1,66	1,32	0,81	1,37	1,11
13,95	4,14	2,01	4,43	3,24	2,59	1,61	2,61	2,37	2,07	1,01	2,21	1,62
15,45	3,57	1,86	3,55	2,88	2,24	1,49	2,07	2,08	1,78	0,93	1,77	1,44
16,95	3,07	1,71	2,87	2,59	1,92	1,37	1,66	1,84	1,53	0,85	1,43	1,29
18,45	3,48	1,82	3,07	2,88	2,18	1,45	1,77	2,02	1,74	0,91	1,54	1,44
19,95	2,41	1,45	2,04	2,21	1,51	1,16	1,18	1,52	1,20	0,72	1,02	1,10
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
7,95	2,05	1,13	2,57	2,02	2,18	0,94	2,71	1,73	1,36	0,76	1,71	1,34
9,45	0,60	0,56	0,61	0,67	0,64	0,47	0,66	0,58	0,40	0,37	0,41	0,45
10,95	1,13	0,76	1,17	1,07	1,20	0,64	1,29	0,95	0,75	0,51	0,78	0,71
12,45	0,83	0,65	0,82	0,83	0,88	0,54	0,91	0,74	0,55	0,43	0,54	0,55
13,95	1,30	0,81	1,30	1,18	1,38	0,67	1,48	1,08	0,86	0,54	0,87	0,79
15,45	1,12	0,74	1,03	1,04	1,19	0,62	1,18	0,96	0,75	0,50	0,69	0,69
16,95	0,96	0,68	0,83	0,92	1,02	0,57	0,96	0,86	0,64	0,46	0,55	0,61
18,45	1,09	0,73	0,89	1,01	1,16	0,61	1,02	0,96	0,73	0,48	0,59	0,67
19,95	0,76	0,58	0,59	0,76	0,80	0,48	0,68	0,74	0,50	0,39	0,39	0,51

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 2

- SK-3 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait zet bilgiler Tablo 22’de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğindeki depremlerde dört yönteme göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinde yalnızca bir derinlikte sıvılaşma potansiyeli grlmekte, diğer yöntemlere göre zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki deprem için Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zeminde bir aralık boyunca (6,45 m - 9,45 m) sıvılaşma potansiyeli bulunmakta, diğer yöntemlere göre ise birbirinin aynı tek derinlikteki (7,95 m) zeminde sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak grlmekte, diğer yöntemlerde ise bir veya iki derinlikte sıvılaşma potansiyeli olduğu görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki depremde tüm yöntemlere göre zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli bulunduğu görülmektedir.

SK-3 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 7’de, farklı dört yönteme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 8 ve Ek 9’da verilmiştir.

Tablo 22. SK-3 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	3,52	2,64	3,89	3,04	2,20	2,11	2,57	2,46	1,76	1,32	1,95	1,52
4,95	3,96	2,70	4,24	3,29	2,48	2,16	2,77	2,63	1,98	1,35	2,12	1,65
6,45	3,57	2,31	3,61	2,96	2,24	1,85	2,32	2,33	1,79	1,16	1,81	1,48
7,95	2,55	1,97	2,50	2,26	1,60	1,58	1,58	1,76	1,28	0,98	1,25	1,13
9,45	3,76	2,36	4,12	3,12	2,36	1,89	2,55	2,39	1,88	1,18	2,06	1,56
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	1,10	1,05	1,28	1,23	1,17	0,88	1,30	1,01	0,73	0,70	0,86	0,82
4,95	1,24	1,08	1,38	1,32	1,32	0,90	1,41	1,10	0,83	0,72	0,92	0,88
6,45	1,12	0,92	1,16	1,17	1,19	0,77	1,20	0,99	0,75	0,62	0,77	0,78
7,95	0,80	0,79	0,79	0,88	0,85	0,66	0,83	0,75	0,53	0,53	0,53	0,59
9,45	1,18	0,94	1,27	1,20	1,25	0,79	1,37	1,04	0,79	0,63	0,85	0,80
#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)												
#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)												
#3 : Çetin (2000)												
#4 : Idriss ve Boulanger (2010)												
#SK- 3												

- SK-4 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 23'de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli görülmekte diğer yöntemlerde ise herhangi bir derinlikte sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğü için Tokimatsu ve Yoshimi (1983) ve Çetin (2000) yöntemine göre tüm zemin profili sıvılaşır olarak görülmektedir. Bununla birlikte diğer yöntemlere göre bazı derinliklerde sıvılaşma potansiyeli olmamakla birlikte yaygın sıvılaşma potansiyeli bulunduğu görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğü için Tokimatsu ve

Yoshimi (1983) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmekte diğer yöntemlerde ise oldukça yaygın sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde her yöntemde de tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmektedir.

SK-4 e ait güvenlik sayılarının manyitud ve ivme ile değişimi Ek 10'da, farklı dört yönteme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 11 ve Ek 12'de verilmiştir.

Tablo 23. SK-4 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
13,45	2,48	1,63	2,57	2,15	1,56	1,31	1,52	1,58	1,24	0,82	1,28	1,08
14,95	2,67	1,69	2,68	2,30	1,68	1,35	1,57	1,67	1,34	0,84	1,34	1,15
16,45	3,23	1,84	3,10	2,69	2,03	1,47	1,80	1,92	1,62	0,92	1,55	1,35
17,95	2,77	1,70	2,52	2,42	1,73	1,36	1,46	1,71	1,38	0,85	1,26	1,21
19,45	3,54	1,91	3,01	2,94	2,22	1,53	1,73	2,04	1,77	0,96	1,50	1,47
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
13,45	0,78	0,65	0,76	0,79	0,83	0,54	0,86	0,72	0,52	0,44	0,51	0,53
14,95	0,84	0,67	0,79	0,83	0,89	0,56	0,89	0,77	0,56	0,45	0,52	0,56
16,45	1,01	0,74	0,90	0,96	1,08	0,61	1,03	0,90	0,68	0,49	0,60	0,64
17,95	0,87	0,68	0,73	0,85	0,92	0,57	0,84	0,81	0,58	0,45	0,49	0,57
19,45	1,11	0,76	0,87	1,02	1,18	0,64	1,00	0,98	0,74	0,51	0,58	0,68

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 4

- SK-5 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait 6zet bilgiler Tablo 24’de g6r6lmektedir. Buna g6re bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 b6y6kl6đindeki depremlerde d6rt y6nteme g6re de s6vılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 b6y6kl6đindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) y6ntemine g6re zemin profilinin t6m6 s6vılaşır g6r6lmekte, etin (2000) y6ntemine g6re hiçbir derinlikte s6vılaşma potansiyeli g6r6lmemektedir. Diğer y6ntemlerde sırasıyla bir ve iki derinlikte s6vılaşma potansiyeli g6r6lmektedir. 0,2 g ivme değerinde 6 b6y6kl6đ6 için t6m y6ntemlere g6re t6m derinliklerde s6vılaşma potansiyeli g6r6lmektedir. 0,3 g ivme değerinde hem 5 hem 6 b6y6kl6đindeki depremlerde t6m zemin kesiti s6vılaşır olarak g6r6lmektedir.

SK-5 e ait g6venlik sayılarının manyit6d ve ivme ile değişimi Ek 13’de, farklı d6rt y6nteme g6re yapılan s6vılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım fakt6rleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 14 ve Ek 15’de verilmiştir.

Tablo 24. SK-5 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
9,45	2,09	1,79	2,16	1,95	1,31	1,44	1,34	1,50	1,05	0,90	1,08	0,98
10,95	1,99	1,73	2,12	1,90	1,25	1,38	1,29	1,43	1,00	0,86	1,06	0,95
12,45	2,33	1,83	2,46	2,14	1,46	1,47	1,47	1,59	1,16	0,92	1,23	1,07
13,95	2,51	1,89	2,60	2,29	1,57	1,51	1,53	1,67	1,26	0,94	1,30	1,14
15,45	2,88	1,99	2,88	2,56	1,81	1,59	1,68	1,85	1,44	1,00	1,44	1,28
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
9,45	0,66	0,72	0,67	0,75	0,70	0,60	0,72	0,65	0,44	0,48	0,45	0,50
10,95	0,62	0,69	0,64	0,72	0,66	0,58	0,71	0,63	0,42	0,46	0,43	0,48
12,45	0,73	0,73	0,73	0,79	0,78	0,61	0,82	0,71	0,49	0,49	0,49	0,53
13,95	0,79	0,76	0,77	0,84	0,84	0,63	0,87	0,76	0,52	0,50	0,51	0,56
15,45	0,90	0,80	0,84	0,92	0,96	0,66	0,96	0,85	0,60	0,53	0,56	0,62
#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)												
#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)												
#3 : Çetin (2000)												
#4 : Idriss ve Boulanger (2010)												
#SK- 5												

- SK-6 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 25’de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinde yalnızca iki derinlikte (9,95 m ve 11,45 m) sıvılaşma potansiyeli görülmekte. Diğer üç yöntemle göre herhangi bir derinlikte sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için ise, Seed ve Idriss (1971), Çetin (2000) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre birbirine paralel olarak aynı derinlikler arasında (8,45 m-11,45 m) sıvılaşma potansiyeli görülmekte, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre ise aynı derinliklerdeki

zeminlerde sıvılaşma görülmekle birlikte, bir üst ve bir alt derinliklerde de (6,95 m-12,95 m) sıvılaşma görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinde bir derinlik hariç (5,45 m) yaygın sıvılaşma potansiyeli bulunmakla birlikte, diğer yöntemlerde birbirinin aynı derinlikler arasında (8,45 m-11,45 m) sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. Bu sonuç, aynı zemin profilinde 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğü için elde edilen sonuçlarla paralellik göstermektedir. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinin büyük bölümünde sıvılaşma potansiyeli bulunmakta, Seed ve Idriss (1971), Çetin (2000) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre birbirine paralel olarak aynı derinlikler arasında (6,95 m-12,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-6 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 16'da, farklı dört yöneme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 17 ve Ek 18'de verilmiştir.

Tablo 25. SK-6 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
5,45	5,79	4,21	7,07	5,10	3,63	3,37	4,59	4,06	2,90	2,11	3,53	2,55
6,95	4,02	2,49	4,17	3,42	2,52	1,99	2,66	2,69	2,01	1,25	2,08	1,71
8,45	2,56	2,00	2,52	2,40	1,60	1,60	1,58	1,86	1,28	1,00	1,26	1,20
9,95	2,31	1,92	2,37	2,26	1,45	1,54	1,46	1,72	1,15	0,96	1,19	1,13
11,45	2,56	1,97	2,67	2,44	1,60	1,57	1,61	1,84	1,28	0,98	1,33	1,22
12,95	3,48	2,22	3,68	3,10	2,18	1,77	2,18	2,29	1,74	1,11	1,84	1,55
14,45	6,88	3,17	8,40	6,35	4,32	2,53	4,93	4,62	3,44	1,58	4,20	3,17
15,95	6,43	2,97	7,35	5,79	4,03	2,38	4,27	4,15	3,22	1,49	3,67	2,90
17,45	7,43	2,92	6,83	5,73	4,66	2,34	3,95	4,05	3,72	1,46	3,41	2,86
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
5,45	1,82	1,69	2,30	2,03	1,93	1,40	2,36	1,70	1,21	1,12	1,53	1,35
6,95	1,26	1,00	1,33	1,34	1,34	0,83	1,39	1,14	0,84	0,66	0,89	0,90
8,45	0,80	0,80	0,79	0,93	0,85	0,67	0,84	0,80	0,53	0,53	0,53	0,62
9,95	0,72	0,77	0,73	0,86	0,77	0,64	0,79	0,75	0,48	0,51	0,49	0,57
11,45	0,80	0,79	0,80	0,92	0,85	0,66	0,89	0,81	0,53	0,52	0,54	0,61
12,95	1,09	0,89	1,09	1,15	1,16	0,74	1,23	1,03	0,73	0,59	0,73	0,76
14,45	2,16	1,27	2,46	2,31	2,29	1,06	2,80	2,12	1,44	0,84	1,64	1,54
15,95	2,02	1,19	2,14	2,08	2,14	0,99	2,45	1,93	1,34	0,79	1,42	1,38
17,45	2,33	1,17	1,98	2,02	2,48	0,97	2,28	1,91	1,55	0,78	1,32	1,35

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 6

- SK-7 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait zet bilgiler Tablo 26’da görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğindeki depremlerde dört yönteme göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinde yaygın sıvılaşma potansiyeli grlmekte diğer yöntemlerde ise sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki deprem için Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli bulunmakta, Seed ve Idriss (1971), etin (2000) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre birbirinin aynı olarak yalnızca tek derinlikte (7,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğindeki deprem için, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli bulunmakta Seed ve Idriss (1971), etin (2000) yöntemine göre birbirinin aynı olarak yalnızca tek derinlikte (7,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. Bu derinlikle 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki deprem için Seed ve Idriss (1971), etin (2000) yöntemine göre sıvılaşan derinliğin aynı olduğu görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki depremde tüm yöntemlere göre zemin profilinin tümünde sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-7 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 19’da, farklı dört yönteme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 20 ve Ek 21’de verilmiştir.

Tablo 26. SK-7 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	3,23	2,03	3,35	2,66	2,02	1,63	2,21	2,15	1,61	1,02	1,68	1,33
4,95	3,43	1,99	3,38	2,78	2,15	1,59	2,21	2,22	1,72	0,99	1,69	1,39
6,45	3,28	1,80	3,14	2,61	2,05	1,44	2,02	2,06	1,64	0,90	1,57	1,30
7,95	2,51	1,53	2,38	2,10	1,57	1,22	1,50	1,63	1,25	0,76	1,19	1,05
9,45	3,48	1,85	3,62	2,76	2,18	1,48	2,24	2,12	1,74	0,92	1,81	1,38
10,95	3,39	1,75	3,53	2,70	2,12	1,40	2,15	2,04	1,69	0,87	1,77	1,35
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	1,01	0,81	1,11	1,07	1,08	0,68	1,12	0,89	0,67	0,54	0,74	0,72
4,95	1,08	0,79	1,10	1,11	1,14	0,66	1,13	0,93	0,72	0,53	0,74	0,74
6,45	1,03	0,72	1,01	1,03	1,09	0,60	1,05	0,87	0,68	0,48	0,67	0,69
7,95	0,79	0,61	0,75	0,82	0,84	0,51	0,79	0,70	0,52	0,41	0,50	0,54
9,45	1,09	0,74	1,12	1,06	1,16	0,62	1,21	0,92	0,73	0,49	0,75	0,71
10,95	1,06	0,70	1,07	1,02	1,13	0,58	1,18	0,90	0,71	0,47	0,72	0,68

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 7

- SK-8 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 27'de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde her yöntemle göre aynı derinlikte (4,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. Diğer yöntemlere göre, zemin profilinde yüzeye yakın seviyelerde sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki deprem için Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre

zemin profilinin tamamında, Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre bir derinlik (9,45 m) hariç tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. Diğer yöntemlere göre zemin profilinde yüzeye yakın seviyelerde sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde, tüm yöntemlere göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-8 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 22’de, farklı dört yöneme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 23 ve Ek 24’de verilmiştir.

Tablo 27. SK-8 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	2,64	2,22	2,72	2,39	1,66	1,77	1,79	1,93	1,32	1,11	1,36	1,20
4,95	1,92	1,82	1,83	1,90	1,21	1,46	1,19	1,52	0,96	0,91	0,92	0,95
6,45	3,12	2,15	3,09	2,68	1,96	1,72	1,98	2,11	1,56	1,07	1,54	1,34
7,95	3,12	2,14	3,18	2,68	1,96	1,71	2,01	2,08	1,56	1,07	1,59	1,34
9,45	3,76	2,35	4,18	3,16	2,35	1,88	2,59	2,42	1,88	1,17	2,09	1,58
10,95	3,66	2,23	4,06	3,08	2,29	1,79	2,46	2,33	1,83	1,12	2,03	1,54
12,45	4,03	2,32	4,53	3,36	2,53	1,86	2,71	2,50	2,01	1,16	2,27	1,68
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	0,83	0,89	0,90	0,97	0,88	0,74	0,91	0,80	0,55	0,59	0,60	0,64
4,95	0,60	0,73	0,60	0,76	0,64	0,61	0,61	0,63	0,40	0,49	0,40	0,51
6,45	0,98	0,86	0,99	1,06	1,04	0,72	1,03	0,89	0,65	0,57	0,66	0,70
7,95	0,98	0,86	1,00	1,04	1,04	0,71	1,06	0,89	0,65	0,57	0,67	0,69
9,45	1,18	0,94	1,29	1,21	1,25	0,78	1,39	1,05	0,78	0,63	0,86	0,81
10,95	1,15	0,89	1,23	1,16	1,22	0,74	1,35	1,03	0,76	0,60	0,82	0,78
12,45	1,26	0,93	1,35	1,25	1,34	0,77	1,51	1,12	0,84	0,62	0,90	0,83

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 8

- SK-9 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 28'de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinde yaygın sıvılaşma potansiyeli görülmekte, diğer yöntemlerde ise hiçbir derinlikte sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre

zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmekte, diğer üç yöntemde birbirinin aynı derinliklerde (3,45 m ve 7,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmekte, diğer yöntemlerde ise birbirinin aynı derinliklerde (3,45 m ve 7,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde tüm yöntemlere göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-9 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 25’de, farklı dört yöneme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 26 ve Ek27’de verilmiştir.

Tablo 28. SK-9 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	2,81	1,88	2,84	2,35	1,76	1,50	1,87	1,90	1,41	0,94	1,42	1,18
4,95	3,44	2,00	3,42	2,78	2,16	1,60	2,23	2,22	1,72	1,00	1,71	1,39
6,45	3,72	1,95	3,75	2,91	2,33	1,56	2,41	2,29	1,86	0,97	1,87	1,45
7,95	2,88	1,68	2,80	2,34	1,81	1,34	1,77	1,82	1,44	0,84	1,40	1,17
9,45	3,49	1,86	3,67	2,76	2,19	1,49	2,27	2,12	1,74	0,93	1,83	1,38
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	0,88	0,75	0,93	0,95	0,94	0,63	0,95	0,78	0,59	0,50	0,62	0,63
4,95	1,08	0,80	1,12	1,11	1,15	0,67	1,14	0,93	0,72	0,53	0,74	0,74
6,45	1,17	0,78	1,21	1,15	1,24	0,65	1,25	0,97	0,78	0,52	0,80	0,76
7,95	0,90	0,67	0,88	0,91	0,96	0,56	0,93	0,78	0,60	0,45	0,59	0,61
9,45	1,09	0,75	1,14	1,06	1,16	0,62	1,22	0,92	0,73	0,50	0,76	0,71
#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001),												
#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)												
#3 : Çetin (2000)												
#4 : Idriss ve Boulanger (2010)												
#SK- 9												

- SK-10 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 29'da görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmekte, diğer yöntemlerde ise hiçbir derinlikte sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmekte iken, Seed ve Idriss (1971) ve Çetin (2000) yöntemine göre yalnızca tek seviyede (7,95 m), Idriss ve

Boulanger (2010) yöntemine göre ise yalnızca iki seviyede (7,95 m ve 13,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Seed ve Idriss (1971) ve Çetin (2000) yöntemine göre zemin profilinde herhangi bir derinlikte sıvılaşma potansiyeli görülmemekte iken, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) ve Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde tüm yöntemlere göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-10 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 28’de, farklı dört yöneme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 29 ve Ek 30’da verilmiştir.

Tablo 29. SK-10 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
6,45	3,48	1,86	3,45	2,75	2,18	1,49	2,22	2,17	1,74	0,93	1,73	1,38
7,95	3,06	1,72	3,01	2,46	1,92	1,37	1,90	1,92	1,53	0,86	1,51	1,23
9,45	3,47	1,84	3,67	2,76	2,18	1,47	2,27	2,12	1,74	0,92	1,83	1,38
10,95	3,78	1,85	4,10	2,97	2,37	1,48	2,49	2,24	1,89	0,93	2,05	1,48
12,45	3,54	1,77	3,75	2,81	2,22	1,41	2,24	2,09	1,77	0,88	1,88	1,41
13,95	3,34	1,70	3,43	2,71	2,10	1,36	2,02	1,98	1,67	0,85	1,71	1,35
15,45	3,73	1,79	3,73	3,00	2,34	1,43	2,17	2,16	1,86	0,89	1,86	1,50
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
6,45	1,09	0,74	1,11	1,09	1,16	0,62	1,15	0,92	0,73	0,50	0,74	0,72
7,95	0,96	0,69	0,95	0,96	1,02	0,57	1,00	0,82	0,64	0,46	0,63	0,64
9,45	1,09	0,74	1,14	1,06	1,16	0,61	1,22	0,92	0,73	0,49	0,76	0,71
10,95	1,18	0,74	1,25	1,12	1,26	0,62	1,37	0,99	0,79	0,49	0,83	0,75
12,45	1,11	0,71	1,12	1,05	1,18	0,59	1,25	0,94	0,74	0,47	0,75	0,70
13,95	1,05	0,68	1,01	0,99	1,11	0,57	1,14	0,90	0,70	0,45	0,67	0,66
15,45	1,17	0,71	1,09	1,08	1,24	0,60	1,24	1,00	0,78	0,48	0,72	0,72

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 10

- SK-11 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 30'da görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde de her dört yöntemle göre sıvılaşma potansiyeli gözlenmemektedir. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için yalnızca Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli bulunmakta iken diğer üç yöntemle göre ise zeminde sıvılaşma

potansiyeline sahip tabaka bulunmamaktadır. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmekte, Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre zemin tabakalarından ikisi hariç diğerlerinde yaygın sıvılaşma potansiyeli görülmekte, Seed ve Idriss (1971) ve Çetin (2000) yöntemine göre ise aynı zemin profilindeki zemin tabalarının hiçbirinde sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğindeki depremde tüm yöntemlere göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-11 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 31’de, farklı dört yöneme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 32 ve Ek 33’de verilmiştir.

Tablo 30. SK-11 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	3,47	2,37	3,82	2,86	2,17	1,90	2,52	2,31	1,73	1,18	1,91	1,43
4,95	4,13	2,50	4,53	3,29	2,59	2,00	2,95	2,62	2,07	1,25	2,26	1,64
6,45	3,75	2,16	3,86	2,96	2,35	1,73	2,48	2,33	1,87	1,08	1,93	1,48
7,95	3,29	2,01	3,34	2,63	2,06	1,61	2,11	2,05	1,64	1,01	1,67	1,32
9,45	3,92	2,19	4,34	3,09	2,46	1,75	2,69	2,37	1,96	1,10	2,17	1,55
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
3,45	1,09	0,95	1,26	1,16	1,16	0,79	1,27	0,95	0,72	0,63	0,84	0,77
4,95	1,30	1,00	1,48	1,31	1,38	0,83	1,51	1,10	0,86	0,67	0,98	0,87
6,45	1,17	0,86	1,24	1,17	1,25	0,72	1,29	0,99	0,78	0,58	0,83	0,78
7,95	1,03	0,81	1,05	1,02	1,10	0,67	1,11	0,88	0,69	0,54	0,70	0,68
9,45	1,23	0,88	1,34	1,19	1,31	0,73	1,45	1,03	0,82	0,58	0,90	0,79
#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)												
#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)												
#3 : Çetin (2000)												
#4 : Idriss ve Boulanger (2010)												
#SK- 11												

- SK-12 nolu sondajdan elde edilen verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 31’de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinde yaygın sıvılaşma potansiyeli görülmekte (6,95 m-12,95 m) diğer yöntemlerde ise zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli görülmekte iken, diğer üç yöntemle göre birbirinin aynı olan yalnızca iki farklı derinlikte (8,45 m ve 11,45 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g ivme değerinde 5

büyükliğindeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmektedir. Seed ve Idriss (1971) ve Çetin (2000) yöntemine göre birbirinin aynı tek derinlikte (8,45 m) sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre ise zeminde yalnızca bir aralık boyunca (6,95 m-11,45 m) sıvılaşma potansiyeli görülmekte diğer derinliklerde sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmekte, diğer yöntemlerde ise hemen hemen birbirinin aynı olan bir aralıkta (6,95 m-12,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-12 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 34'de, farklı dört yöneme göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 35 ve Ek 36'da verilmiştir.

Tablo 31. SK-12 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
5,45	4,91	2,49	5,52	3,85	3,08	1,99	3,59	3,07	2,46	1,24	2,76	1,93
6,95	3,61	1,89	3,56	2,84	2,27	1,51	2,27	2,23	1,81	0,95	1,78	1,42
8,45	2,81	1,64	2,72	2,31	1,76	1,31	1,71	1,79	1,41	0,82	1,36	1,15
9,95	3,45	1,82	3,57	2,74	2,16	1,46	2,19	2,09	1,72	0,91	1,78	1,37
11,45	3,18	1,68	3,26	2,56	1,99	1,34	1,97	1,93	1,59	0,84	1,63	1,28
12,95	3,92	1,86	4,13	3,08	2,46	1,49	2,45	2,28	1,96	0,93	2,07	1,54
14,45	5,97	2,28	6,83	4,70	3,74	1,82	4,01	3,42	2,98	1,14	3,42	2,35
15,95	6,17	2,30	6,76	4,89	3,87	1,84	3,93	3,51	3,08	1,15	3,38	2,45
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
5,45	1,54	1,00	1,79	1,53	1,64	0,83	1,84	1,28	1,03	0,66	1,20	1,02
6,95	1,13	0,76	1,14	1,11	1,20	0,63	1,19	0,95	0,76	0,50	0,76	0,74
8,45	0,88	0,65	0,85	0,89	0,94	0,55	0,91	0,77	0,59	0,44	0,57	0,60
9,95	1,08	0,73	1,10	1,05	1,15	0,61	1,19	0,91	0,72	0,49	0,73	0,70
11,45	1,00	0,67	0,98	0,96	1,06	0,56	1,09	0,85	0,66	0,45	0,66	0,64
12,95	1,23	0,75	1,23	1,14	1,31	0,62	1,38	1,03	0,82	0,50	0,82	0,76
14,45	1,87	0,91	2,01	1,71	1,99	0,76	2,28	1,57	1,25	0,61	1,34	1,14
15,95	1,93	0,92	1,97	1,75	2,06	0,77	2,25	1,63	1,29	0,61	1,31	1,17

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)
#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)
#3 : Çetin (2000)
#4 : Idriss ve Boulanger (2010)
#SK- 12

- SK-13 nolu sondajdan sağlanan verilerden elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 32’de görülmektedir. Buna göre bu sondaja ait zemin profilinde 0,1 g ivme değerinde 5 ve 6 büyüklüğündeki depremlerde dört yöntemle göre de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde de tüm kesit boyunca hiçbir derinlikte sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,2 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki deprem için, zemin profilinde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine

göre yaygın sıvılaşma potansiyeli görülürken, diğer üç yöntemle göre zeminde sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir. 0,3 g ivme değerinde 5 büyüklüğündeki depremde Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmekte, diğer yöntemlerde ise herhangi bir derinlikte sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır. 0,3 g ivme değerinde 6 büyüklüğündeki depremde, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) yöntemine göre tüm zemin kesiti sıvılaşır olarak görülmekte, Çetin (2000) yöntemine göre zeminde sıvılaşma potansiyeli bulunmamakta, Seed ve Idriss (1971) yöntemine göre tek derinlikte (8,95 m), Idriss ve Boulanger (2010) yöntemine göre ise iki farklı derinlikte (8,95 m ve 11,95 m) sıvılaşma potansiyeli görülmektedir.

SK-13 e ait güvenlik sayılarının manyitüd ve ivme ile değişimi Ek 37’de, farklı dört yöntemle göre yapılan sıvılaşma analizlerinden elde edilen gerilme azaltım faktörleri, gerilme dağılımları, devirsel gerilme oranları ve devirsel direnç oranları Ek 38 ve Ek39’da verilmiştir.

Tablo 32. SK-13 sondajında SPT verileri ile hesaplanan sıvılaşma güvenlik sayıları

Deprem Büyüklüğü												
5				6				5				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,1 g				0,1 g				0,2 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
7,45	7,85	2,99	9,42	6,41	4,92	2,39	5,99	5,01	3,92	1,50	4,71	3,21
8,95	4,60	2,15	5,13	3,58	2,89	1,72	3,20	2,76	2,30	1,08	2,57	1,79
10,45	7,50	2,62	9,27	6,11	4,70	2,10	5,66	4,64	3,75	1,31	4,63	3,06
11,95	5,08	2,14	5,83	3,93	3,19	1,72	3,50	2,94	2,54	1,07	2,92	1,96
13,45	7,07	2,49	8,56	5,73	4,43	1,99	5,06	4,22	3,53	1,24	4,28	2,87
14,95	8,05	2,61	9,47	6,77	5,04	2,09	5,54	4,91	4,02	1,30	4,73	3,39
16,45	7,38	2,50	8,23	6,09	4,62	2,00	4,78	4,34	3,69	1,25	4,11	3,04
17,95	9,34	2,74	9,93	8,40	5,86	2,19	5,74	5,91	4,67	1,37	4,97	4,20
Deprem Büyüklüğü												
6				5				6				
Maksimum Yeryüzü İvmesi												
0,2 g				0,3 g				0,3 g				
Güvenlik Sayıları												
z (m)	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4	#1	#2	#3	#4
7,45	2,46	1,20	2,99	2,51	2,62	1,00	3,14	2,14	1,64	0,80	2,00	1,67
8,95	1,44	0,86	1,60	1,38	1,53	0,72	1,71	1,19	0,96	0,57	1,07	0,92
10,45	2,35	1,05	2,83	2,32	2,50	0,87	3,09	2,04	1,57	0,70	1,89	1,55
11,95	1,59	0,86	1,75	1,47	1,69	0,71	1,94	1,31	1,06	0,57	1,17	0,98
13,45	2,22	0,99	2,53	2,11	2,36	0,83	2,85	1,91	1,48	0,66	1,69	1,41
14,95	2,52	1,04	2,77	2,45	2,68	0,87	3,16	2,26	1,68	0,70	1,85	1,64
16,45	2,31	1,00	2,39	2,17	2,46	0,83	2,74	2,03	1,54	0,67	1,59	1,45
17,95	2,93	1,10	2,87	2,95	3,11	0,91	3,31	2,80	1,95	0,73	1,91	1,97

#1 : Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001)

#2 : Tokimatsu ve Yoshimi (1983)

#3 : Çetin (2000)

#4 : Idriss ve Boulanger (2010)

#SK- 13

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada Trabzon'un Merkez ilçesinde Akyazı sahilinde yapılan Akyazı Kültür ve Spor Kompleksi Dolgu Sahası üzerinde Albayrak Mühendislik Sondaj Şirketinin yaptığı sondaj çalışmaları verileri temel alınarak, inceleme alanından ve bölgeden elde edilen diğer tamamlayıcı veriler ve geniş kapsamlı bir literatür araştırmasından elde edilen tüm bilgilerin ışığında, inceleme alanının potansiyel deprenselliği de göz önüne alınarak oluşabilecek sıvılaşma açısından potansiyel risk analizi farklı metotlara ve parametrelere göre karşılaştırmalı olarak yapılmış, irdelenmiş ve elde edilen bu sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- İnceleme alanında, zeminde boyuna kesitler incelendiğinde; dolgu ve altındaki kum ile başlayan yığılma şekli, en altta ana kaya olarak kabul edilebilecek derinlikte seyrek olarak Kumtaşı, Breş ve Tüf, Aglomera olarak görülmekle birlikte genel olarak daha sağlam dayanım özellikleri gösteren yapılanma SK-1, 2, 4, 5, 7, 8, 10, 11 altında Aglomera, Andezit-Bazalt Lav ve Piroklastları şeklinde sonlanmaktadır. SK-3, 6, 9, 12, 13 nolu sondaj kuyusu tabanında bulunan ana kaya diğerlerine göre nispeten daha düşük mukavemetli özellikte olduğu görülmektedir.
- İnceleme alanı, su altında yapılan yeni bir dolgu sahası olduğundan, bu zeminlerin taneler arası düşük çimentolanma ve yer yer gevşek yığılma özellikleri göstermesi sıvılaşmaya yatkın bir ortam oluşturmaktadır. Ayrıca inceleme alanı zeminlerinin yük ve deformasyon geçmişlerinin çok kısıtlı olması da zeminlerde sıvılaşma potansiyelini arttıran önemli bir etkidir.
- İnceleme alanında yapılan sondajlardan elde edilen zeminlere ait tane özellikleriyle yapılan analizlerde bu zeminlerin sıvılaşmaya yatkınlıkları belirlenmiştir. Buna göre; literatürde Terzaghi vd., (1996)'nin önerdiği sıvılaşabilir zeminlere ait D_{50} değeri aralığına göre inceleme alanındaki tüm zeminlerin sıvılaşabilir zemin özelliklerini taşıdığı görülmüştür. Tezcan ve Özdemir'in (2004) verdiği D_{50} değeri aralığına göre yapılan sınıflandırmada ise 3, 6 ve 12 nolu sondaj kuyularının potansiyel sıvılaşabilir zeminler olarak nitelendirilebileceği görülmektedir.

- İnceleme alanı zeminlerinin literatürde Tezcan ve Özdemir'in (2004) önerdiği D_{10} değerleri aralığına göre 4, 7, 9 ve 10 nolu sondaj kuyularındaki zeminlerin potansiyel olarak sıvılaşmaz zeminler aralığında kaldığı, diğer sondaj kuyuları zeminlerinin ise potansiyel sıvılaşabilir zemin özelliklerini taşıdığı tespit edilmiştir.
- İnceleme alanı zeminlerinin üniformaluluk katsayıları (C_U) açısından Tezcan ve Özdemir'in (2004) önerdiği aralığa göre değerlendirildiğinde 5, 6 ve 8 nolu sondaj kuyularındaki zeminlerin potansiyel olarak sıvılaşmaz zeminler aralığında kaldığı, diğer zeminlerin ise potansiyel sıvılaşabilir zemin özelliklerini taşıdığı tespit edilmiştir.
- İnceleme alanı zeminlerinin kum, çakıl ve ince tane içerikleri açısından sınıflandırılması yapıldığında zemindeki ince tane oranı, taneli zeminin toplam yüzdesi içinde çok az bir yer tuttuğu görülmektedir. İnceleme alanı zeminlerinin sınıfı birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine (USCS) göre genel itibariyle SP-SM (üniform kum ve az silt) olarak belirlenmiştir. Bu yönden bakıldığında inceleme alanı zeminlerinin tane çapı açısından sıvılaşma potansiyelinin bulunduğu belirlenmiştir.
- İnceleme alanı zeminlerinin tane çapı dağılımı yönünden incelenmesi amacıyla literatürde Tsuchida'nın (1970) verdiği sıvılaşmaya yatkın zeminlere ait granülometri eğrileri ile karşılaştırıldığında 3, 6, 12 ve 13 nolu sondajlardan elde edilen zeminlerin sıvılaşmaya çok yatkın alt ve üst sınır eğrilerinin tam arasında kaldığı, diğer tüm sondaj kuyuları zeminlerinin ise sıvılaşmaya az yatkın alt ve üst sınır eğrilerinin arasında kaldığı belirlenmiştir. Bu şekilde tane dağılımı yönünden tüm inceleme alanı için uygun şartlar oluştuğunda, zeminde sıvılaşma potansiyelinin olacağı belirlenmiştir.
- İnceleme alanı sondajlarından elde edilen SPT verileri ile dört farklı yöntemle göre yapılan sıvılaşma analizlerinde; hem 5 hem de 6 moment büyüklüğündeki depremde 0,1 g maksimum yatay yeryüzü ivmesinde hiçbir zemin tabakasında sıvılaşma potansiyeli görülmemektedir.
- 5 büyüklüğünde ve 0,2 g maksimum yatay yeryüzü ivmesine sahip depremde 1, 2, 5 ve 8 nolu sondaj kuyusu zeminlerinde birden fazla yöntemle göre sıvılaşma potansiyeli bulunduğu belirlenirken, 3, 4, 6, 7, 9, 10 ve 12 nolu

sondaj kuyuları zeminlerinde ise genelde tek yöntemle göre (Tokimatsu ve Yoshimi (1983)) sıvılaşma potansiyeli olduğu görülmektedir. 11 ve 13 nolu sondaj kuyularında ise belirtilen koşullar altında sıvılaşma potansiyeli olduğu görülmemektedir.

- 6 büyüklüğünde ve 0,2 g maksimum yatay yeryüzü ivmesine sahip depremde 1, 2, 4, 6, 8 ve 9 nolu sondaj kuyusu zeminlerinde birden fazla yöntemle göre yaygın sıvılaşma potansiyeli bulunduğu belirlenirken, 3, 7, 10, 11, 12 ve 13 nolu sondaj kuyusu zeminlerinde ise bir veya birden fazla yöntemle göre diğer sondaj kuyusu zeminlerindeki göre daha seyrek sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. 5 nolu sondaj kuyusunda ise tüm yöntemlere belirtilen koşullar altında göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli bulunduğu belirlenmiştir.
- 5 büyüklüğünde ve 0,3 g maksimum yatay yeryüzü ivmesine sahip depremde 1, 2, 4, 6 ve 10 nolu sondaj kuyusu zeminlerinde birden fazla yöntemle göre yaygın sıvılaşma potansiyeli bulunduğu belirlenirken, 3, 7, 8, 9, 11, 12 ve 13 nolu sondaj kuyusu zeminlerinde ise bir veya birden fazla yöntemle göre diğer sondaj kuyusu zeminlerindeki göre daha seyrek sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. 5 nolu sondaj kuyusunda ise belirtilen koşullar altında tüm yöntemlere göre zemin profilinin tamamında sıvılaşma potansiyeli bulunduğu belirlenmiştir.
- 6 büyüklüğünde ve 0,3 g maksimum yatay yeryüzü ivmesine sahip depremde 13 nolu sondaj kuyusu zeminlerinde seyrek, 6 nolu sondaj sondaj kuyusu zeminlerinde yaygın, 2 ve 12 nolu sondaj kuyusu zeminlerinin neredeyse tamamında sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. 1, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10 ve 11 nolu sondaj kuyusu zeminlerinin belirtilen koşullar altında tamamında sıvılaşma potansiyeli bulunduğu tespit edilmiştir.
- Yapılan hesaplar sonucunda elde edilen ve yukarıda sıralanan sonuçlara göre hem 5 hem de 6 büyüklüğündeki depremlerde 0,1 g maksimum yatay yeryüzü ivmesi için zeminde sıvılaşma potansiyeli görülmemesine karşın, aynı deprem büyüklüklerinde ivme değerinin 0,2 g olması halinde inceleme alanı zeminlerinde yoğun sıvılaşma potansiyeli görülmektedir. 0,3 g maksimum yatay yeryüzü ivmesi için ise neredeyse tüm zeminlerde sıvılaşma potansiyeli olduğu görülmektedir.

5. ÖNERİLER

Trabzon Akyazı sahil dolgu alanında tamamlanan dolguya yönelik olarak yapılan bu karşılaştırmalı çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar değerlendirilerek aşağıdaki önerilerde bulunulmuştur.

- Akyazı dolgusunda yeraltı su seviyesinin (YASS) (deniz suyunun) yüzeyden 0,70 m aşağıda başlaması yapısal bazı dezavantajlar oluşturmaktadır. Bunlardan biri, yeraltı su seviyesinin değişimi durumunda (ani yükselme veya düşme) üst yapının bundan olumsuz olarak etkilenebilecek olmasıdır. Ölçülen ve tasarımda kullanılacak YASS'nin değişimi ile temel zemin parametreleri değişebilecek ve bu hesaplarda kullanılan ve tasarlanandan başka bir zemin davranış modeli (beklenmeyen bir oturma veya kabarma) oluşturabilecektir.
- İnceleme alanında ağır ve büyük ölçekli yapıların zayıf taşıma gücüne sahip dolgu üzerinde yapılması durumunda, yapı temellerinde kazıklı temel uygulamasına gidilmesi ve bu durumda kazıkların sağlam zemine indirilmesi gerekecektir. Akyazı dolgusunda yapılabilecek büyük ölçekli ve ağır yapılarda, kazıklı temel sistemi en uygun temel sistemi seçimi olacaktır. Bu temelleri, dolgu altında yaygın olarak görülen Beşirli Formasyonunun (silttaşı, kumtaşı, tuf, aglomera) altındaki Kabaköy Formasyonu (mavimsi gri renkli, yer yer kırıklı çatlaklı, az ayrışmış, çatlakları kalsit dolgulu andezit, bazalt, lav ve piroklastları) birimlerine kadar indirmek ve bu bölgede de çatlaksız kısımların tercih edilerek kazıkları kayaya soketlemek önerilmektedir. Bu açıdan bakıldığında sağlam ana kaya kısımları olarak SK-1, 2, 4, 5, 7, 8, 10, 11 sondaj kuyularının bulunduğu koordinatlardaki noktalar değerlendirilmelidir.
- Kazık imalatında, zemin ortamda yeraltı suyunun kesintisiz olması ve temel sistemi kurulumunda geçilecek zeminin genel olarak kohezyonsuz bir zemin olması kazık sondaj ve beton dökümünde maliyeti arttıracak işlemler gerektirecektir. Bu işlemler, ucuzdan pahalıya doğru zemine su vermek,

bentonit çamuru kullanmak veya kaplama borusu kullanmaktır. Burada çatlaklı ana kayaya kazık yapılması zorunlu ise jet grout veya benzeri bir uygulama ile kazıkların oturacağı ana kaya güçlendirilmelidir. Bu uygulama yine maliyeti oldukça arttırıcı ve yapım sürecini uzatan bir uygulamadır.

- Genelde literatürde sıvılaşma potansiyeli analizleri ile alakalı yapılmış olan çalışmalar, deprem bölgesi açısından en riskli görülen yerlerde dir. Ancak ülkemiz genelinde fay olmayan neredeyse yok denecek kadar az bir alan bulunması, depremin öneminin bölgesel olarak değil de Türkiye genelinde kabul edilmesi gereken bir gerçek olduğunu göstermektedir. Nitekim bu çalışmada verilen bazı geoteknik ve jeomorfolojik bilgiler, Trabzon'un da sanıldığı aksine deprem bölgesi açısından resmi haritaya göre kabul edilen 4. derece den daha yüksek bir seviyede olması gerektiğini göstermektedir. Kaldı ki ilk kez 1945 yılında Türkiye Deprem Bölgeleri haritasının günümüzdeki haline kadar birçok defa yenilendiği ve Trabzon'un da içine dahil olduğu birçok ilin deprem bölgesinin yıllar içinde değiştiği bilinmektedir. Hesaplarda maksimum yatay yeryüzü ivmesinin 0,1 g yerine 0,2 g alınmasının ne gibi bir etki doğurduğu yapılan sıvılaşma analizleriyle incelenmiştir. Buna göre inceleme alanı zeminleri üzerinde incelenen 5 ve 6 büyüklüğündeki depremde 0,1 g maksimum yeryüzü ivmesinde, zeminler genel olarak sıvılaşmaz olarak görülmektedir. Ancak tasarım depremlerinde ivmenin artışı ile belirgin bir sıvılaşma potansiyeli artışı olduğu görülmektedir. 0,2 g ivmede bu zeminlerin büyük bölümünde sıvılaşma görülmektedir. 0,3 g ivmede ise neredeyse tüm zeminlerde hesaplarda kullanılan dört yöntemle göre de zemin tümüyle sıvılaşma eğilimi göstermektedir. Bu sonuçlarla, Trabzon İli özelinde yeni yapılar için yapılan hesaplarda ivme değerinin 0,1 alınması yerine en azından bir üstü olan 0,2 g ivme büyüklüğünün alınması önerilmektedir. Bunun en kısa yolu deprem bölgesinin bir üst derece olarak değerlendirilmesidir. Deprem bölgesinin bir derece değişmesi yalnızca ivme yönünden değerlendirilecek olsa bile, yapılacak yapıların yukarıda açıklandığı şekilde daha güvenilir sınırlarda tasarlanmasına yol açacaktır.

Yapılan bu sivilaşma potansiyeli risk analizi alışması Trabzon ili için bir ilk olma özelliği taşımaktadır. Bundan sonra hem sivilaşma konusu, hem de bölge ile alakalı olarak yapılabilecek çalışma nerileri şunlar olabilir;

- Trabzon bölgesel olarak deniz kıyısına yerleşik bir şehir olması nedeniyle artan nüfus ve ihtiyaç neticesinde kıyıya paralel alanlar kazanılması zorunluluğundan birçok dolgu alanı inşa edilmiştir. Bu dolgu alanlarında yapılacak incelemelerle genel kapsamlı bir veri tabanı oluşturulabilir ve böylece bölgede benzeri dolgu alanlarının sivilaşma potansiyelleri de belirlenebilir.
- Trabzon ilinin zeminlerinin genel karakteristikleri yapılacak geniş kapsamlı bir araştırma ile belirlenebilir ve bu zeminlere ait sivilaşma potansiyelinin farklı koşullarda ne şekilde değişebileceği araştırılabilir.
- Doğu Karadeniz sahilinde, birbirine benzer şekilde dolgu alanına sahip olan Artvin, Rize, Giresun ve Ordu'da da benzer çalışmalar yapılabilir ve elde edilecek sonuçlar topluca bir bölgenin sivilaşma davranışını ortaya koyabilir.

6. KAYNAKLAR

- AASHTO T 206-09., 2009. Standard Method of Test for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils, American Association of State and Highway Transportation Officials, 9 s.
- Al Bawwab, W., M., 2005. Probabilistic Assessment of Liquefaction Induced Lateral Ground Deformations, Doktora Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Albayrak Mühendislik Sondaj., 2012. Trabzon Akyazı Spor ve Kültür Kompleksi Trabzonspor Stadı, Kapalı Spor Salonu ve Hizmet Binasına Ait Zemin Raporu, Ekim, 136 s.
- Ambraseys, N., N., 1988. Engineering Seismology, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 17, 1, 1-105.
- Ambraseys, N., N., 2009. Earthquakes in the Mediterranean and Middle East: A Multidisciplinary Study of Seismicity up to 1900, Cambridge University Press, UK, 974 s.
- Andrews, D., C., A. ve Martin, G., R., 2000. Criteria for Liquefaction of Silty Soils, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand. Paper No: 0312.
- Andrus, R., D. ve Stokoe, K., H., 1997. Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity, Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89-128.
- Andrus, R., D. ve Stokoe, K., H., 2000. Liquefaction Resistance of Soils From Shear-Wave Velocity, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 11, 1015-1025.
- ASTM D 1586 - 08a., 2008. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils, American Society for Testing and Materials, 9 s.
- ASTM D 3441-05., 2005. Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil, American Society for Testing and Materials, 6 s.
- ASTM D D5778 - 07., 2007. Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils, American Society for Testing and Materials, 19 s.

- Begemann, H., K., S., 1965. The Friction Jacket Cone as an Aid Determining the Soil Profile, Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, September, Bildiriler Kitabı: 1, 17-20.
- Bektaş, O. Trabzon İlinin Jeolojisine Bağlı Doğal Afet Potansiyeli Çalışması, <http://www.jeoloji.ktu.edu.tr/akademik/hocalar/osman.htm>, 10 Nisan, 2013.
- Bektaş, O. <http://www.jeoloji.ktu.edu.tr/akademik/hocalar/osman.htm>, 10 Nisan, 2013.
- Bell, F., G., Cripps, J., C. ve Culshaw, M., 1990. Field Testing Methods for Engineering Geological Investigations, *In*: Bell, F., G., Cripps, J., C., Culshaw, M. ve Coffey, J., R., (Eds.) Field Testing in Engineering Geology, Geological Society Engineering Geology Special Publication No 6, The Geological Society London, 3-20.
- Bray J., Sancio, R., B., Durgunoğlu, T., Önalp, A., Youd T., L., Stewart, J., P., Seed, R., B., Çetin, K., O., Bol, E., Baturay, M., B., Christensen, C. ve Karadayılar, T., 2004. Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130, 7, 673-685.
- Casagrande, A., 1936. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. Proceedings of the 1st International Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference, Graduate School of Engineering, June 22–26, Harvard University, Cambridge, Mass., Bildiriler Kitabı 3: 60-64.
- Castro, G. ve Poulos, S., J., 1977. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility, Journal of Geotechnical Engineering Division, 103, 6, 501–506.
- Çetin, K., O., 2000. Reliability-Based Assessment of Seismic Soil Liquefaction Initiation Hazard, Doktora Tezi, University of California, Berkeley.
- Çetin, K., O. ve Seed, R., B., 2004. Nonlinear Shear Mass Participation Factor (r_d) for Cyclic Shear Stress Ratio Evaluation, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 2, 103-113.
- Çetin, K., O. ve Unutmaz, B., 2004. Zemin Sıvılaşması ve Sismik Zemin Davranışı, Türkiye Mühendislik Haberleri, 2, 430, 32-37.
- Chen, W., F. ve Liew, J., Y., R., (ed.), 2003. The Civil Engineering Handbook, CRC Press, Boca Raton, Florida, 2795 s.
- Coduto, D., P., 2001. Foundation Design: Principles and Practice, Second Edition, Prentice-Hall, USA, 883 s.
- Craig, R., F., 2004. Craig's Soil Mechanics, Seventh Edition, Spon Press, Taylor & Francis, London, 447 s.

- Das, B., M., 2008. Advanced Soil Mechanics, Third Edition, Taylor & Francis, New York, USA, 567s.
- Day, R., W., 2002. Earthquake Engineering Handbook, McGraw-Hill, USA, 600 s.
- De Alba, P., Seed, H., B. ve Chan, C., K., 1976. Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 102, 9, 909-927.
- De Ruiter, J., 1971. Electric Penetrometer for Site Investigation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97, 2, 457-472.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007. T. C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi, 160 s.
- Durgunoğlu, H., T. ve Toğrol, E., 1974. Penetration Testing in Turkey: State of the Art Report, ESOPT, Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing Conference, Stockholm, Sweden, 2, 2, 133-139.
- Erken, A., Özay, R., Kaya, Z., Ülker, M., B., C. ve Elibol, B., 2004. Depremler Sırasında Zeminlerin Sıvılaşması ve Taşıma Gücü Kayıpları, Türkiye Mühendislik Haberleri, 3, 431, 20-26.
- FEMA 303, Nehr p Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1997. Part 2: Commentary, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 366 s.
- Finn, W., D., L., 1981. Liquefaction Potential: Development since 1976, Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, MO, USA, Bildiriler Kitabı: 655-681.
- Finn, W., D., L., 2002. State of the Art for the Evaluation of Seismic Liquefaction Potential, Computers and Geotechnics, 29, 5, 329-341.
- Geophysical Techniques Manual, 2005. Field Sampling Procedures, DGS97-3 NJGS, New Jersey Geological Survey, 46 s.
- Harder, L., F. ve Seed, H., B., 1986. Determination of Penetration Resistance for Coarse-Grained Soils Using the Becker Hammer Drill, Earthquake Engineering Research Center Report No. EERC-86/06, Univ. of California at Berkeley, 126 s.
- Heaton, T., H., Tajima, F. ve Mori, A., W., 1986. Estimating Ground Motions Using Recorded Accelerograms, Surveys in Geophysics, 8, 1, 25-83.
- Holtz, R., D. ve Kovacs, W., D., 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 733 s.

- Holzer, T., L., Jayko, A., S., Hauksson, E., Fletcher, J., P., B., Noce, T., E., Bennett, M., J., Dietel, C., M. ve Hudnut, K., W., 2010. Liquefaction Caused by the 2009 Olanca, California (USA), M5.2 Earthquake, Engineering Geology, 116, 1-2, 184-188.
- Hunt, R., E., 2007. Geologic Hazards: A Field Guide for Geotechnical Engineers, CRC Press Taylor & Francis Group, USA, 323 s.
- Hynes, M., E. ve Olsen, R., S., 1999. Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance, Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. Of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 145–152.
- Idriss, I., M., 1999. An Update to the Seed-Idriss Simplified Procedure for Evaluating Liquefaction Potential, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWARD-99-165., Federal Highway Administration.
- Idriss, I., M. ve Boulanger, R., W., 2003. Relating K_{σ} and K_{σ} to SPT Blow Count and to CPT Tip Resistance for Use in Evaluating Liquefaction Potential, Dam Safety Conference, ASDSO, September 7–10, Minneapolis.
- Idriss, I., M. ve Boulanger, R., W., 2004. Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Stallion Press, 1, 32–56.
- Idriss, I., M. ve Boulanger, R., W., 2008. Soil Liquefaction During Earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 s.
- Idriss, I., M. ve Boulanger, R., W., 2010. SPT-Based Liquefaction Triggering Procedures, Center for Geotechnical Modeling Report No. Ucd/Cgm-10/02, Department of Civil & Environmental Engineering, College of Engineering, University of California at Davis, 259 s.
- Ishihara, K. ve Ogawa, K., 1978. Liquefaction Susceptibility Map of Downtown Tokyo, Proceedings of the Second International Conference on Microzonation for Safer Construction: Research and Application, Kasım-Aralık, Tokyo, Bildiriler Kitabı: 897-910.
- Ishihara, K., 1981. Pore Water Pressure Rises During Earthquakes, Proceedings of Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, 3, 1-4.
- Ishihara, K., 1985. Stability of Natural Deposits During Earthquakes, Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Ağustos, San Francisco, Bildiriler Kitabı: 321-376.

- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. ve Yasuda, S., 1978. A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential based on Case Studies at Various Sites in Japan, Proc. 2 nd International Conference on Microzonation, San Francisco, 2, 885-896.
- Kasapoğlu, K., E., Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., Sönmez, H., Binal, A. ve Tuncay, E., 1999. 17 Ağustos 1999 Doğu Marmara Depreminin jeoteknik Saha İnceleme Raporu, Hacettepe Üniversitesi, Müh. Fak., Jeoloji Müh. Bölümü., Uygulamalı Jeoloji Anabilim Dalı, Ankara, 95 s.
- Kayen, R., E., Mitchell, J., K., Seed, R., B., Lodge, A., Nishio, S. ve Coutinho, R., 1992. Evaluation of SPT, CPT, and Shear Wave Based Methods for Liquefaction Potential Assessment Using Loma Prieta Data, Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction, 1, 177–204.
- Keskin, S., N., Tekinsoy, M., A. ve Uzundurukan, S., 2004. Aşırı Konsolidasyon Oranının ve Efektif Gerilmelerin Kil Zeminlerdeki Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısına Etkileri, İMO Teknik Dergi, 15, 3, 3295-3310.
- Ketin, İ., 1969. Kuzey Anadolu Fayı hakkında, M.T.A. Dergisi, 72, 1-27.
- Ketin, İ., 1976. San Andreas ve Kuzey Anadolu Fayları Arasında Bir Karşılaştırma, Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni, 19, 149-154.
- Kramer, S., L., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 653 s.
- Kramer., S., L. ve Elgamal., A., 2001. Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering, Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 2001/13, College of Engineering University of California, Berkeley, 165 s.
- Kumar, K., 2008. Basic Geotechnical Earthquake Engineering, New Age International (P) Limited Publishers, New Delhi, 142 s.
- Kuribayashi, E. ve Tatsuoka, F., 1975. Brief Review of Soil Liquefaction During Earthquakes in Japan, Soils and Foundations, 15, 4, 81-92.
- Liao, S., S., C. ve Whitman, R., V., 1986. Catalogue of Liquefaction and Non-Liquefaction Occurrences During Earthquakes, Research Report, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass, 234 s.
- Meyerhof, G., G., 1957. Discussion, Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 110.
- Mogami, T. ve Kubo, K., 1953. The Behavior of Soil During Vibration, Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 152-155.

- Monge, O., Chassagneux, D. ve Mouroux, P., 1998. Methodology for Liquefaction Hazard Studies: New Tool and Recent Applications, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 17, 7-8, 415-425.
- Nalçakan, M., S. ve Özarlan, M., 2008. Zemin Sıvılaşma Analizlerinde Spt ve Cpt Mukayesesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, Ekim, Konya, Bildiriler Kitabı: 23-32.
- Obermeier, S., F., 1996. Use of Liquefaction-Induced Features for Paleoseismic Analysis - An Overview of How Seismic Liquefaction Features Can Be Distinguished From Other Features and How Their Regional Distribution and Properties of Source Sediment Can Be Used to Infer the Location and Strength of Holocene Paleo-Earthquakes, Engineering Geology, 44, 1-4, 1-76.
- Obermeier, S., F., Pond, E., C., Olson, S., M. ve Green, R., A., 2002. Paleoliquefaction studies in continental settings. In: F.R. Etensohn, N. Rast and C.E. Brett, Eds., Ancient seismites, Geological Society of America Special Paper 359, 13–27.
- Önalp, A. ve Arel, E., 2002. Siltlerin Sıvılaşma Yeteneği: Adapazarı Kriteri, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Ekim, Eskişehir, Bildiriler Kitabı: 363-372.
- Önalp, A., Bol, E. ve Ural, N., 2006. Siltlerin Sıvılaşabilirliği: Adapazarı Kriterinin Geliştirilmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Eylül, Trabzon, Bildiriler Kitabı: 363-372.
- Owen, G. ve Moretti, M., 2010. Identifying Triggers for Liquefaction-Induced Soft-Sediment Deformation in Sands, Sedimentary Geology, 235, 3-4, 141-147.
- Özaydın, K., 2007. Zeminlerde Sıvılaşma, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Ekim, İstanbul, Bildiriler Kitabı: 231-255.
- Özüdoğru, K., 2003. Modern Zemin Mekaniğinin Kuruluşu: Karl Terzaghi ve Türkiye, İtüdergisi/d, 2, 5, 3-11.
- Poulos, S., J., 1981. The Steady State of Deformation, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107, 5, 553–562.
- Power, M., S. ve Holzer, T., L., 1996. Liquefaction Maps, ATC TechBriefs1, Applied Technology Council, USA, 12 s.
- Rahhal, M., E. ve Lefebvre, G., 2000. Understanding the Effect of a Static Driving Shear Stress on the Liquefaction Resistance of Medium Dense Granular Soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 20, 5-8, 397-404.
- Rauch, A., F., 1997. EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes, Doktora Tezi, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, Virginia.

- Redpath, B., B., 1973. Seismic Refraction Exploration For Engineering Site Investigations, Technical Report E-73-4, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station Explosive Excavation Research Laboratory Livermore, California, 51 s.
- Robertson, P., K. ve Wride, C., E., 1998. Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test, Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35, 3, 442–459.
- Robertson, P., K., Campanella, R., G. ve Wightman, A., 1983. Spt-Cpt Correlations, Journal of Geotechnical Engineering, 109, 11, 1449-1459.
- Rowe, R., K., 2001. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, 1012 s.
- Sağlam, A., 1979. Standart Penetrasyon Deneyi Nedir, Ne Değildir, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi Bülteni, 1, 4, 267-271.
- Saygılı, G., 2005. Liquefaction Potential Assessment in Soil Deposits Using Artificial Neural Networks, Doktora Tezi, Concordia University, Montreal, Quebec, Canada.
- Seed, H., B. ve Idriss, I., M., 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 97, 9, 1249-1273.
- Seed H., B. ve Idriss, I., M., 1982, Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, 134 s.
- Seed, H., B., 1983. Earthquake-Resistant Design of Earth Dams, Proc. Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York, 41–64.
- Seed, H., B., Idriss, I., M. ve Arango, I., 1983. Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109, 3, 458–482.
- Seed, H., B., Tokimatsu, K., Harder, L., F. ve Chung, R., M., 1985. The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111, 12, 1425–1445.
- Seed, R., B., Çetin, K., O., Moss, R., E., S., Kammerer, A., M., Wu, J., Pestana, J., M. ve Riemer, M., F., 2001. Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering and Seismic Site Response Evaluation, 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, March, 28-31.

- Seed, R., B., Çetin, K., O., Moss, R., E., S., Kammerer, A., M., Wu, J., Pestana, J., M., Riemer, M., F., Sancio, R., B., Bray, J., D., Kayen, R., E. ve Faris, A., 2003. Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30, 1-71.
- Sengör, A., M., C., Görür, N. ve Saroğlu, F., 1985. Strike-Slip Faulting and Related Basin Formation in Zones of Tectonic Escape: Turkey as a Case Study, in: Strike-Slip Deformation, Basin Formation and Sedimentation, Ed:K., T., Biddle ve N. Christie-Blick, Society of Economic Paleontologists and Mineralogists Special Publication, 37, 227-264.
- Sitharam, T., G., Govindaraju, L. ve Sridharan, A., 2004. Dynamic Properties and Liquefaction Potential of Soils, Current Science, 87, 10, 1370-1378.
- Sivrikaya, O. ve Toğrol, E., 2003. İnce Daneli Zeminlerde Spt Sonuçlarının Düzeltilmesi Üzerine Bir Çalışma, İtüdergisi/d, 2, 6, 59-67.
- Siyahi, B., Erdik, M., Şeşetyan, K., Demircioğlu, M., B., ve Akman, H., 2003. Sıvılaşma ve Şev Stabilitesi Hassaslığı ve Potansiyeli Haritaları: İstanbul Örneği, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Mayıs, İstanbul, Bildiriler Kitabı: 1-10.
- Skempton, A., K., 1986. Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging, and Overconsolidation, Geotechnique, London, 36, 3, 425-447.
- Sy, A. ve Campanella, R., G., 1992. Dynamic Measurement of the Becker Penetration Test with Implications for Pile Driving Analysis, Application of Stress-Wave Theory on Piles, Barends, F., B., J., (Ed.), Proceedings of Third International Conference, Balkema, Rotterdam, 471-478.
- Tanaka, T., Yasuda, S., Ohtsuka, T. ve Kanemaru, Y., 2011. Uplift of Sewage Pipes During the 2007 Niigataken-Chuetsu-Oki Earthquake, 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, January, Santiago, Chile, 10-13
- Terzaghi, K., Peck, R., B. ve Mesri, G., 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice (3rd Edition), John Wiley & Sons Inc, New York, 644 s.
- Tezcan, S., S. ve Özdemir, Z., 2004. Liquefaction Risk Analysis and Mapping Techniques, Yüksek Öğrenim Eğitim ve Araştırma Vakfı Yayınları, Bebek, İstanbul, 245 s.
- Tobita, T., Kang., G., C. ve Iai, S., 2012. Estimation of Liquefaction-Induced Manhole Uplift Displacements and Trenchbackfill Settlements, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137, 4, 491-499.

- Tonaroğlu, M., 2006. Sıvılaşmanın Nümerik Yöntemlerle Modellenmesi, Doktora Tezi, Y.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Tsuchida, H., 1970. Prediction and Counter-Measure Against the Liquefaction in Sand Deposits, Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute, Yokohama, Japan, 3, 1-33.
- Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası İndeksi (Yerleşim Birimleri ve Deprem Bölgeleri), 1996. Afet İşleri Genel Müdürlüğü (AİGM), Deprem Araştırma Daire Başkanlığı, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, 36 s.
- Uzuner, B., A., 2011. Temel Mühendisliğine Giriş, Derya Kitapevi, 4. Baskı, Trabzon, 380 s.
- Uzuner, B., A., 2012. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği, Derya Kitabevi, 8. Baskı, Trabzon, 697 s.
- Wang, W., S., 1979. Some Findings in Soil Liquefaction, Report Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 17 s.
- Wang, W., S., 1981. Foundation Problems in Aseismic Design of Hydraulic Structures, In Proceedings of the Joint US – PRC Microzonation Workshop, September, Harbin, PRC.
- Wells, D., L. ve Coppersmith, K., J., 1994. New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement, Bulletin of the Seismological Society of America, 84,4, 974-1002.
- Woods, R., D., 1994. Laboratory Measurement of Dynamic Soil Properties, Dynamic Geotechnical Testing II, Ebelhar, R., J., Drnevich, V., P. ve Kutter, B., L., (ed.), ASTM STP 1213, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 425 s.
- Yasuda, S., Irisawa, T. ve Kazami, K., 2001. Liquefaction-Induced Settlements of Buildings and Damages in Coastal Areas During the Kocaeli and Other Earthquakes, Proc. of the Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Ağustos, İstanbul, Bildiriler Kitabı: 33-42
- Yasuda, S., 2004. Evaluation of Liquefaction-Induced Deformations of Structures, *In: Ansal, A., (ed.), Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation*, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, 199-230.
- Yoshimi, Y. ve Kuwabara, F., 1973. Effect of Subsurface Liquefaction on the Strength of Surface Soils, Soils and Foundations, 13, 2, 67–81.

Youd, T., L. ve Idriss, I., M., 1997. Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo.

Youd, T., L., Idriss, I., M., Andrus, R., D., Arango, I., Castro, G., Christian, J., T., Dobry, R., Finn. W., D., L., Harder, L., F., Hynes, M., E., Ishihara, K., Koester, J., P., Liao, S., S., C., Marcusson, W., F., Martin, G., R., Mitchell, J., K., Moriwaki, Y., Power, M., S., Robertson, P., K., Seed, R., B. ve 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, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127, 10, 817-833.

URL-1, <http://peer.berkeley.edu/turkey/adapazari>, 10 Kasım 2005.

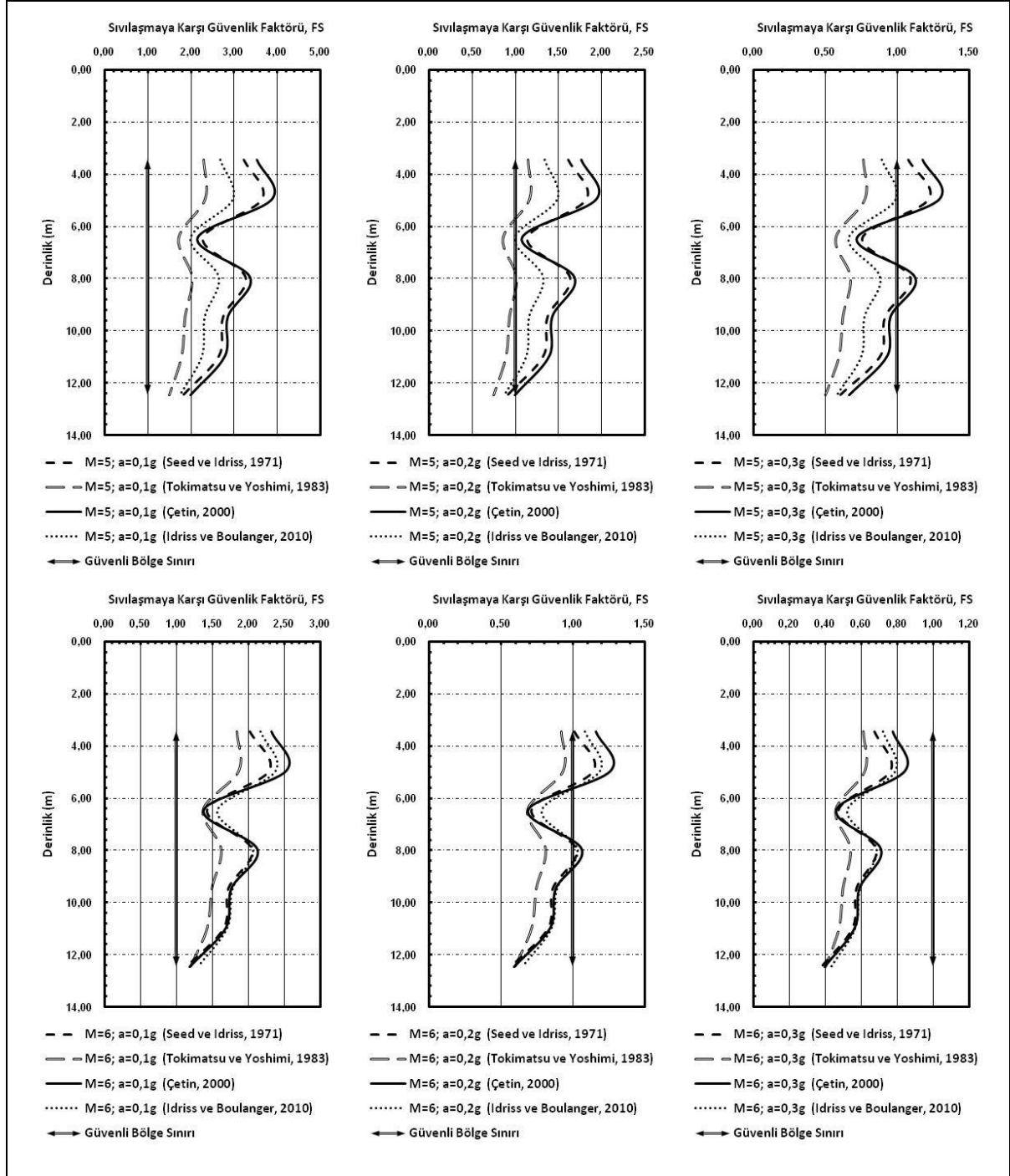
URL-2, <http://www.mta.gov.tr/v2.0/bolgeler/trabzon/index.php?id=bolge-jeolojisi>, 10 Nisan 2013.

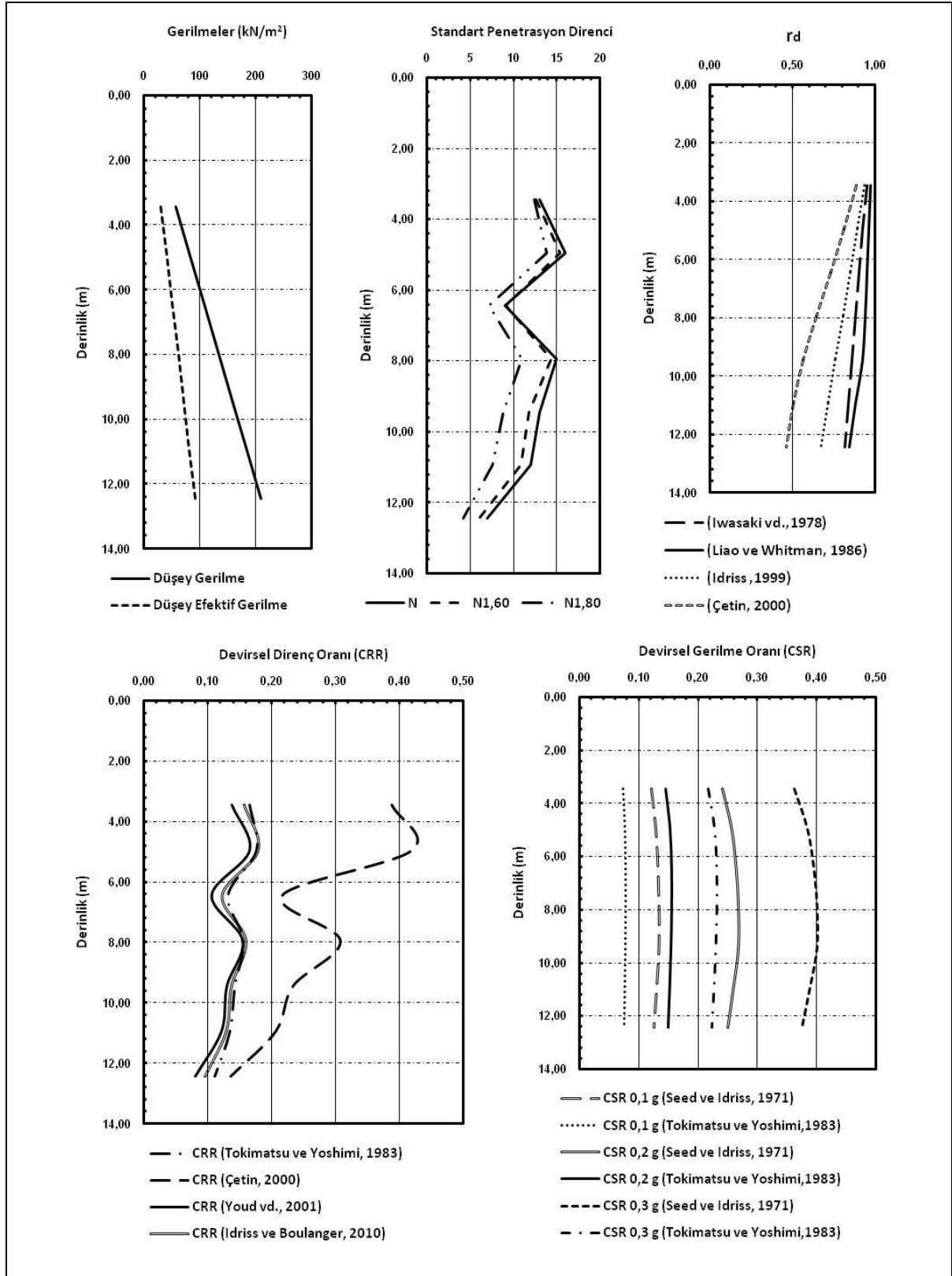
URL-3, <http://yerbilimleri.mta.gov.tr/anasayfa.aspx>, 10 Nisan 2013.

URL-4, <http://www.deprem.gov.tr/sarbis/Shared/DepremHaritalari.aspx>, AFAD, 12 Nisan 2013.

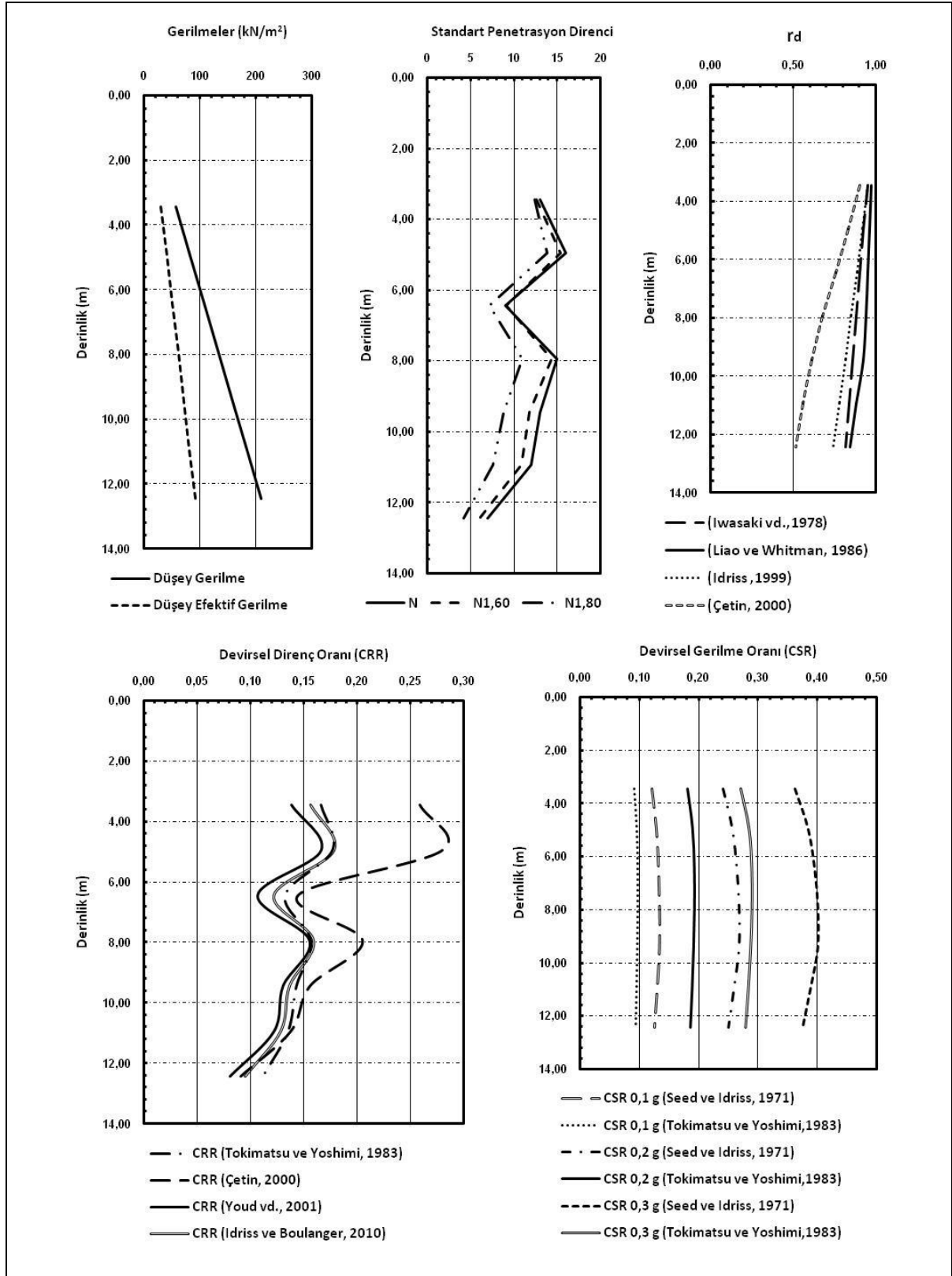
7. EKLER

Ek.1. SK-1 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

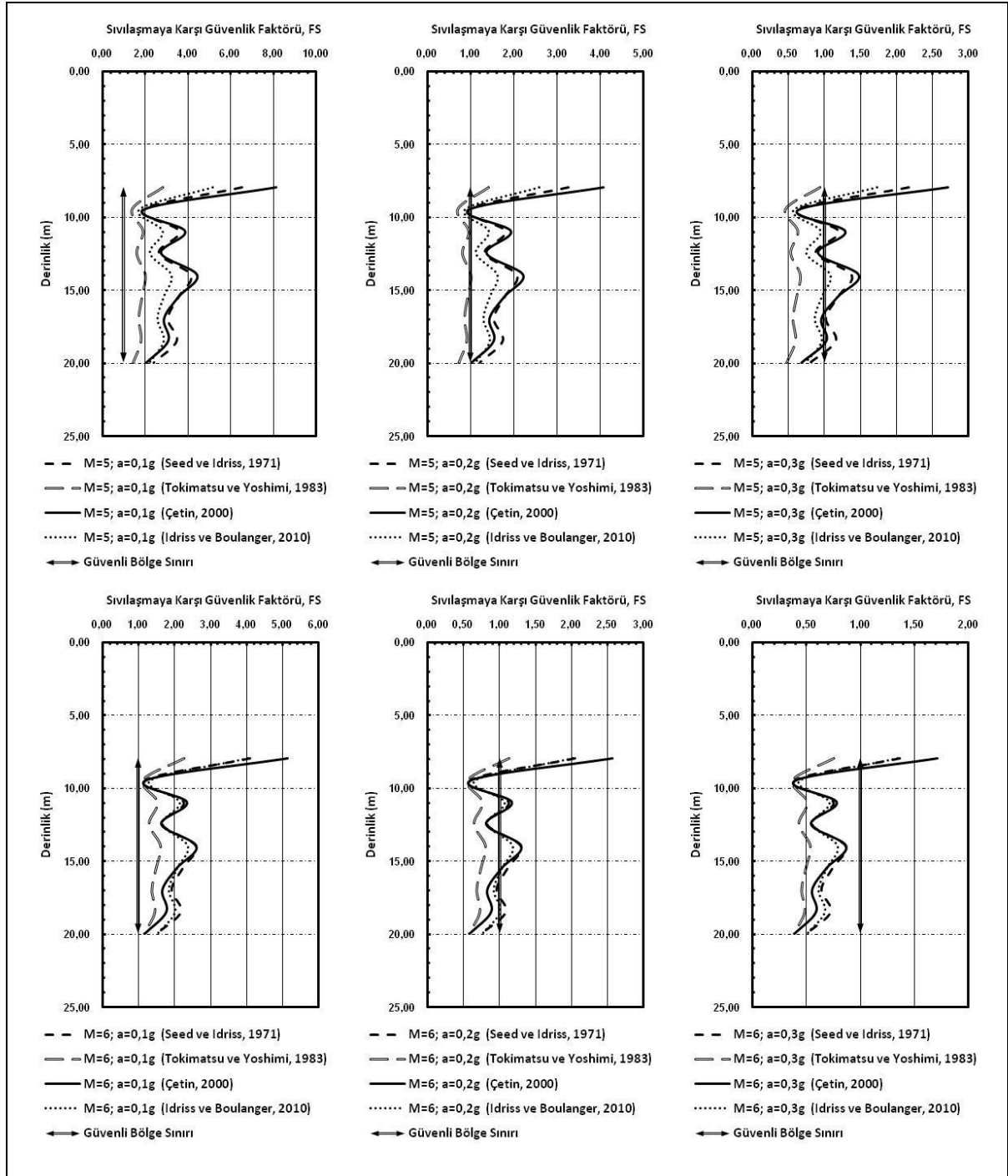


Ek.2. SK-1 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

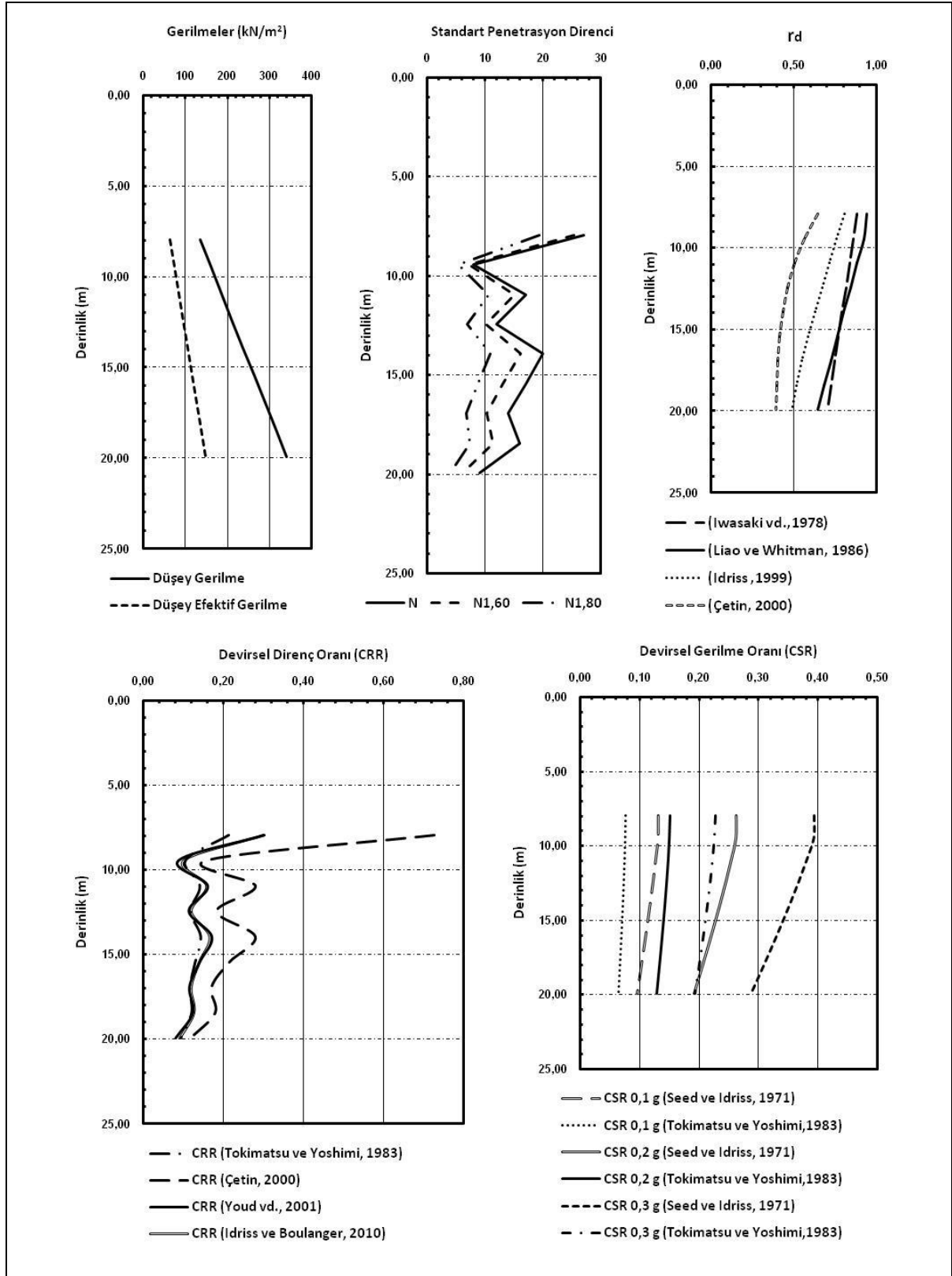
Ek.3. SK-1 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

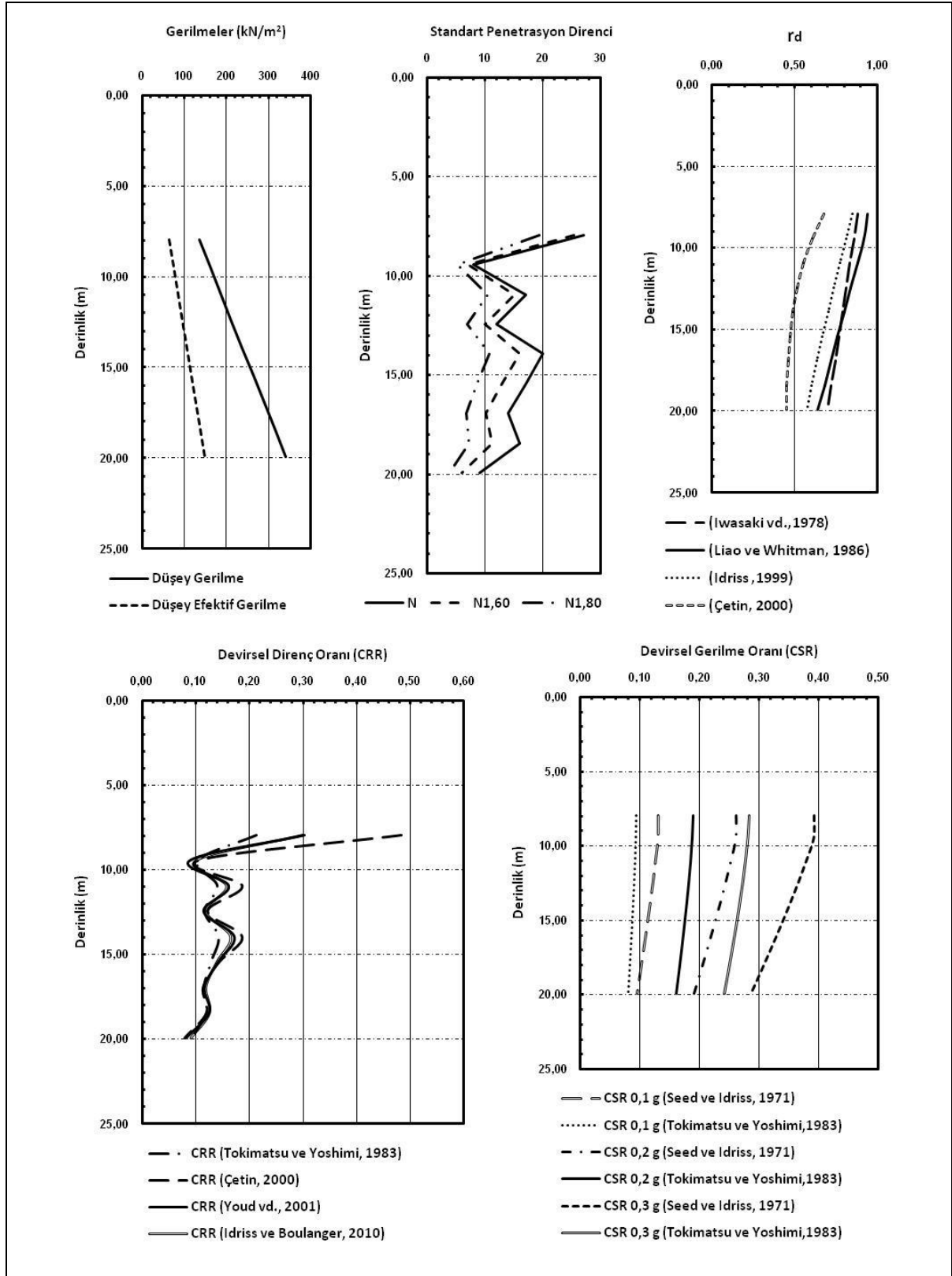


Ek.4. SK-2 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

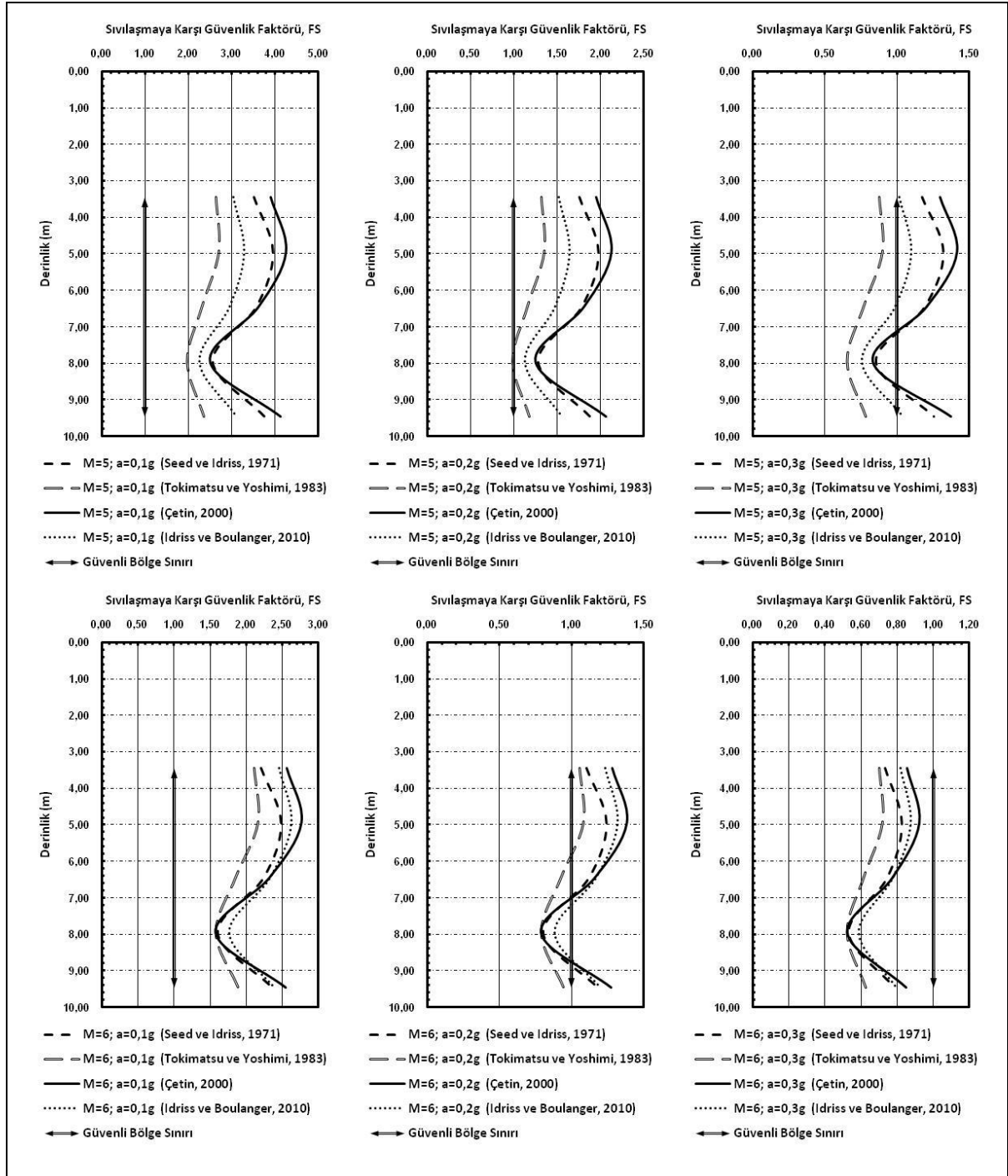


Ek.5. SK-2 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

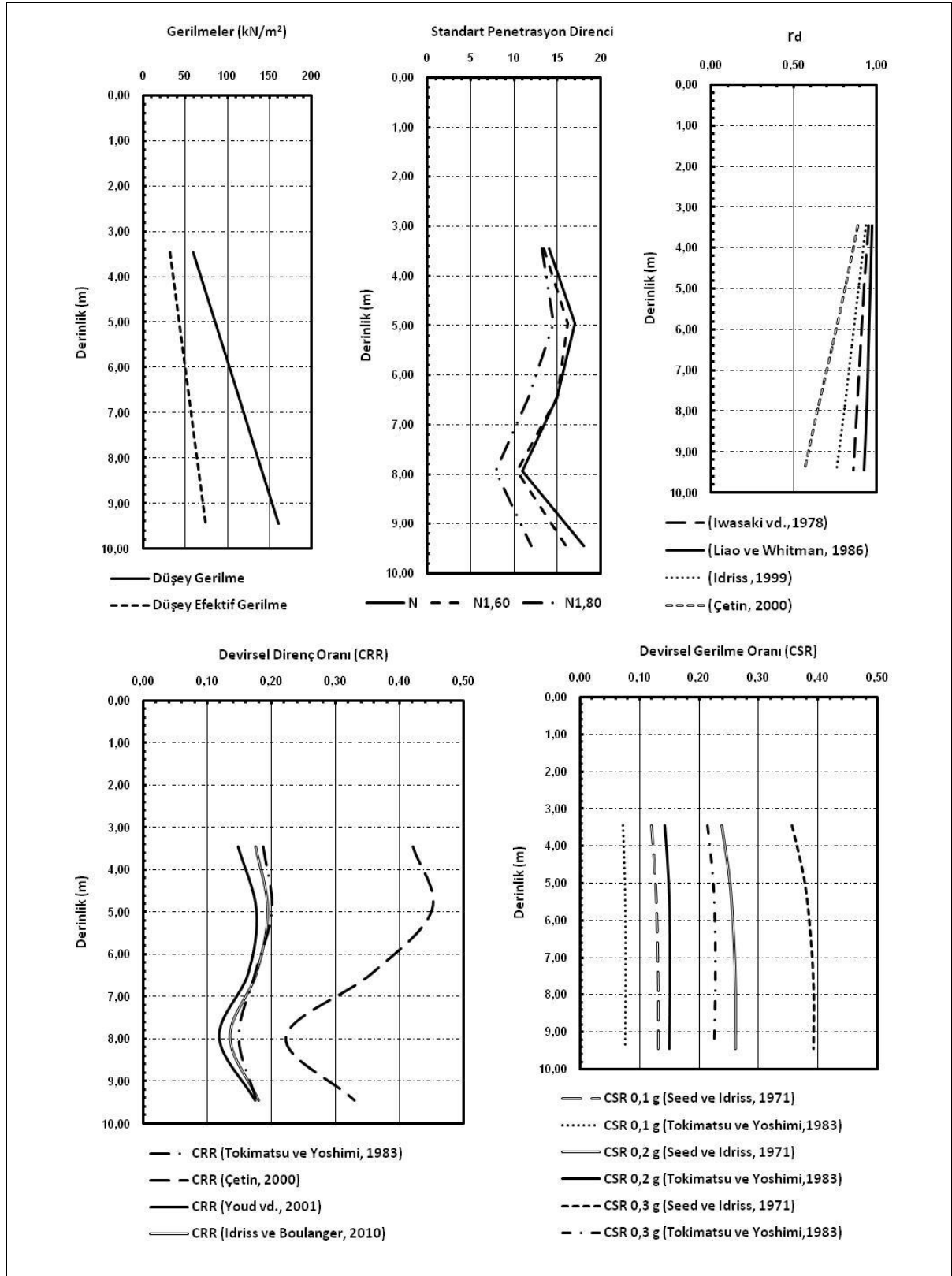


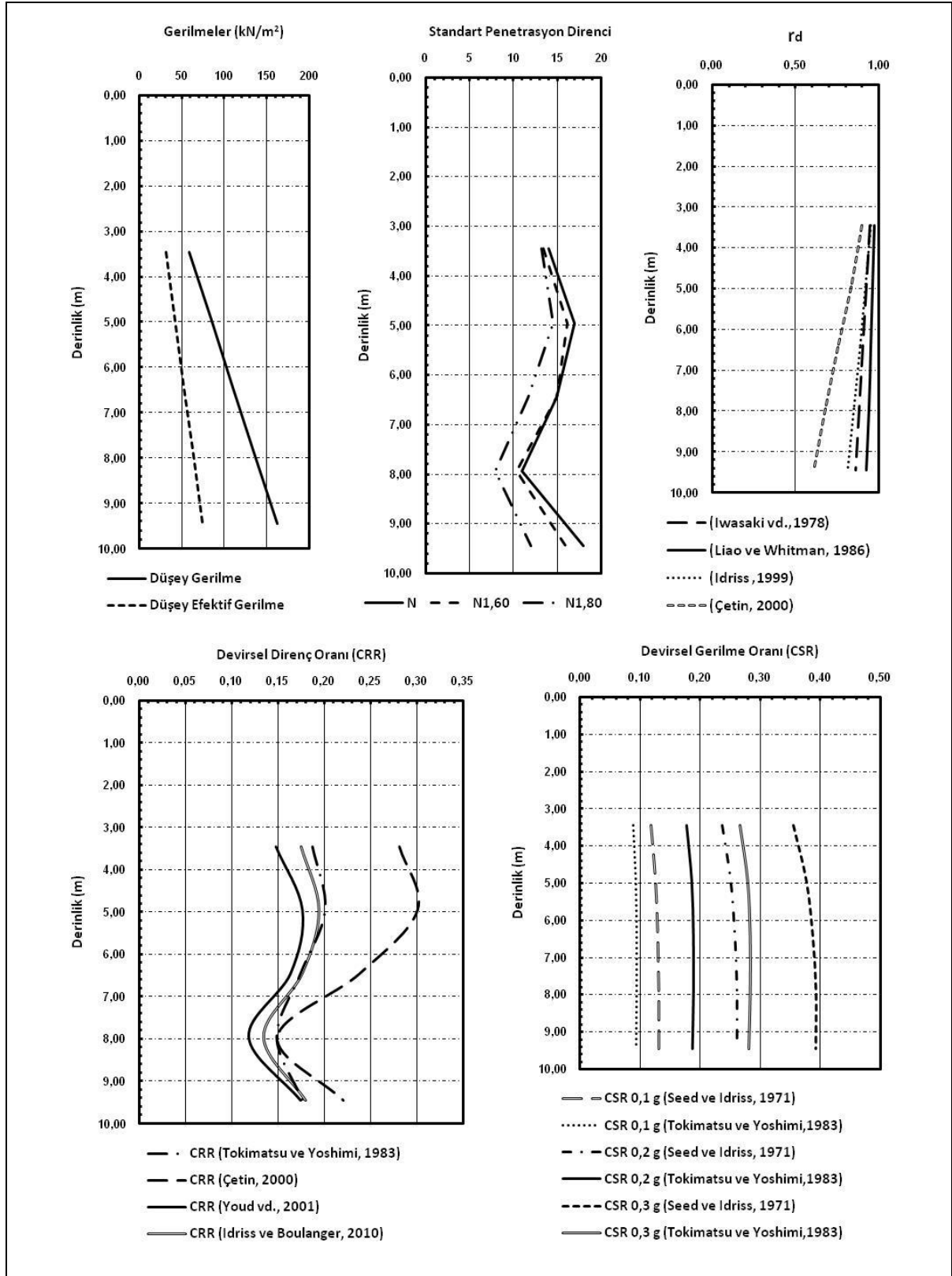
Ek.6. SK-2 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

Ek.7. SK-3 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

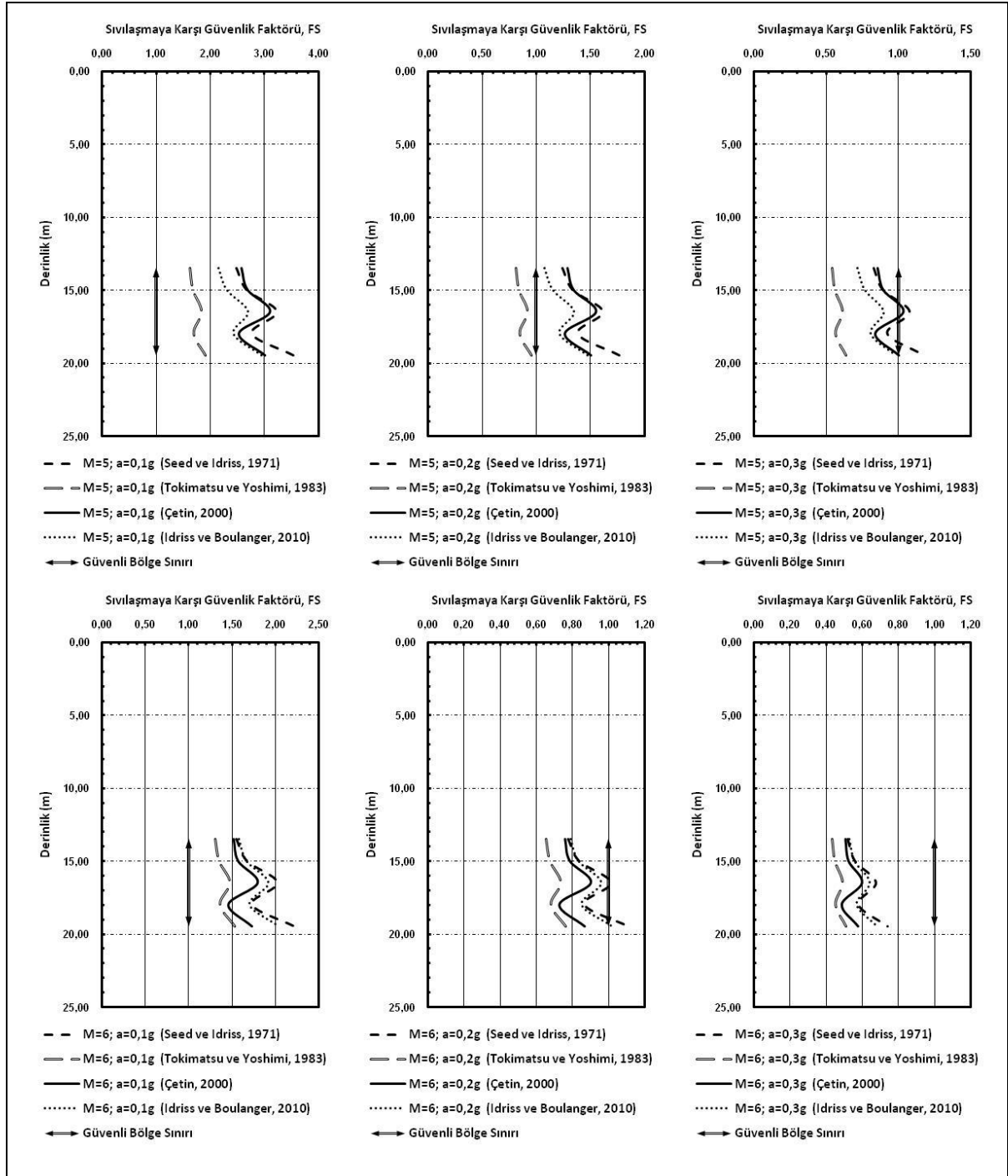


Ek.8. SK-3 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

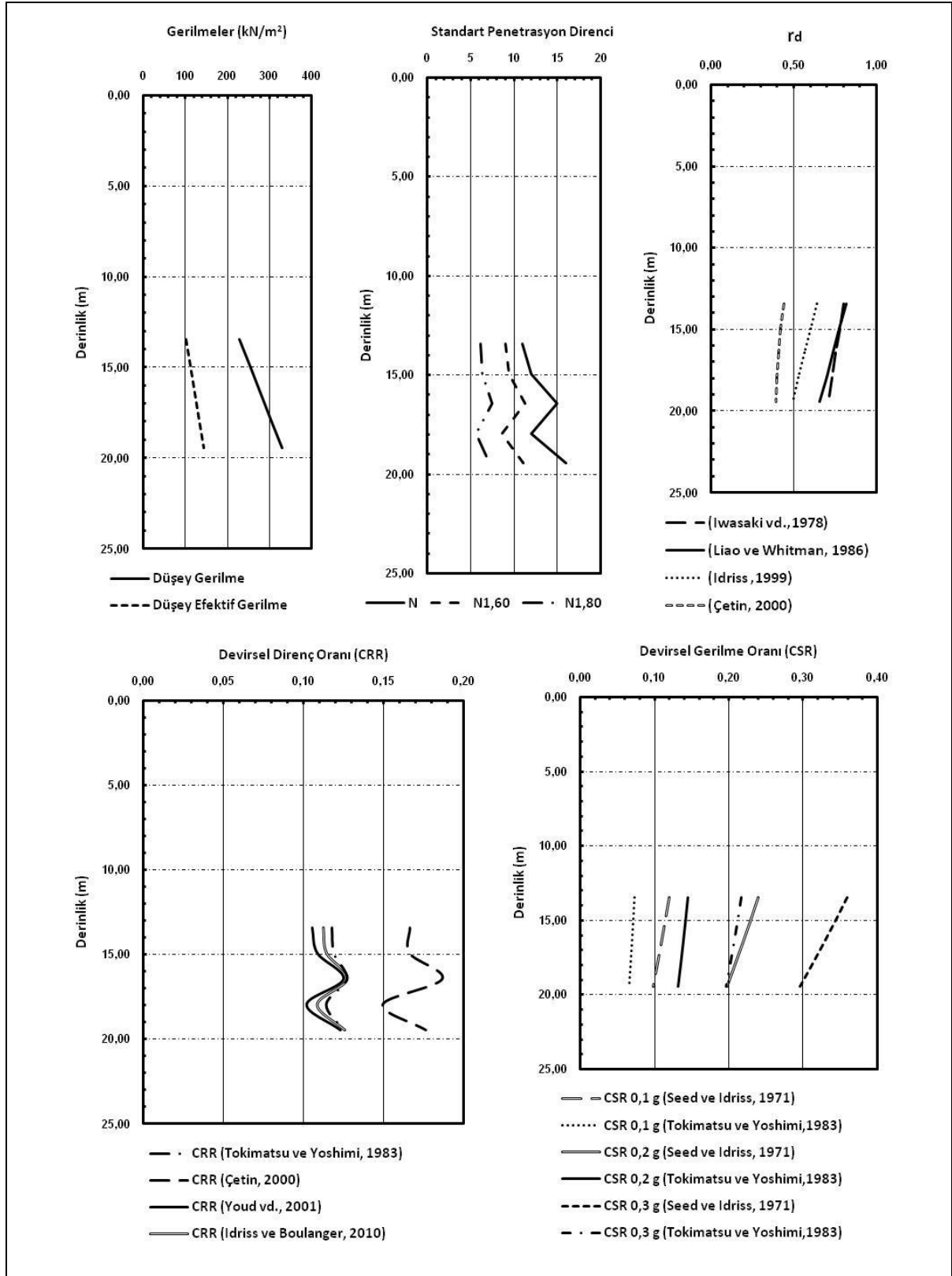


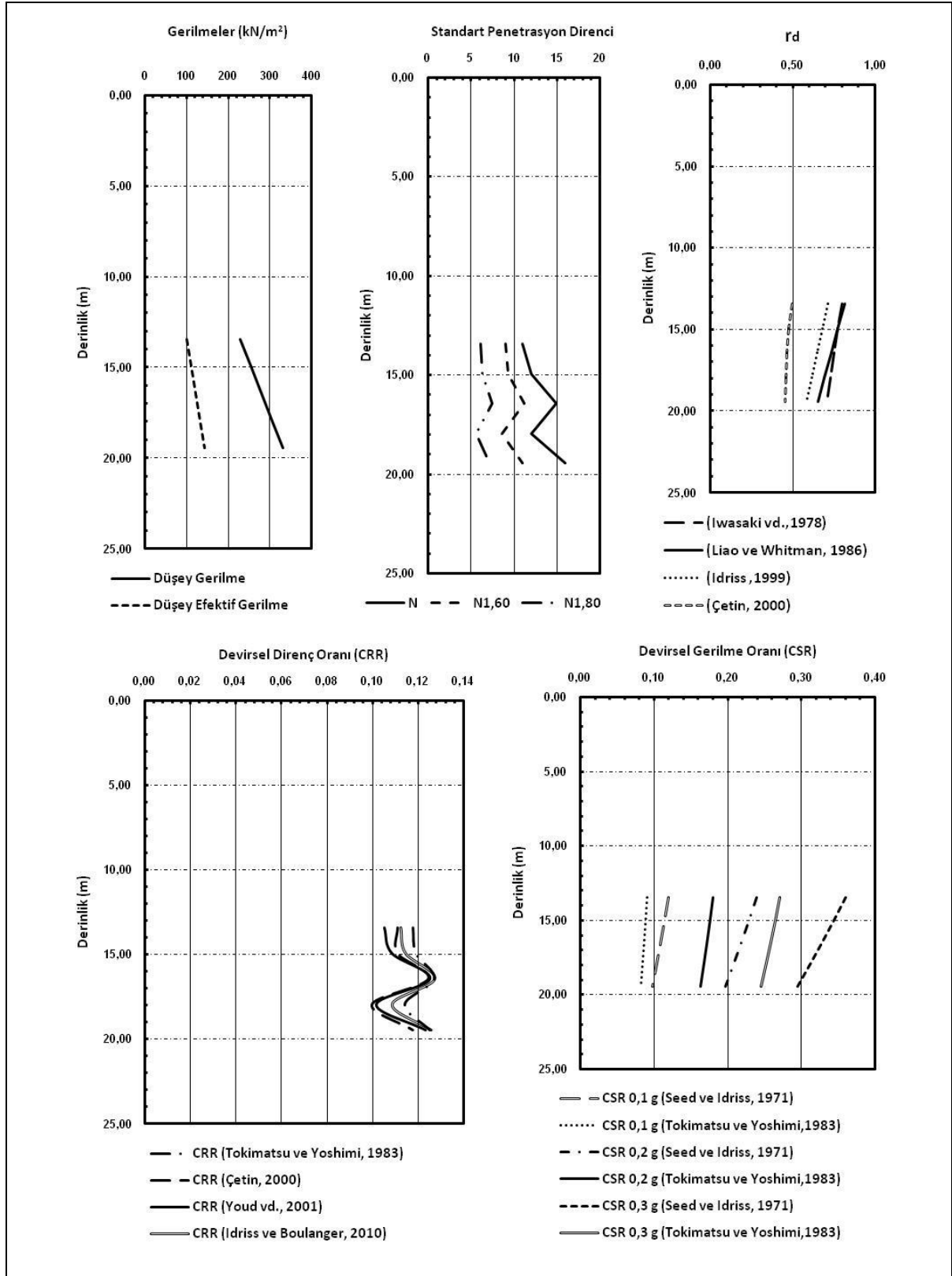
Ek.9. SK-3 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

Ek.10. SK-4 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

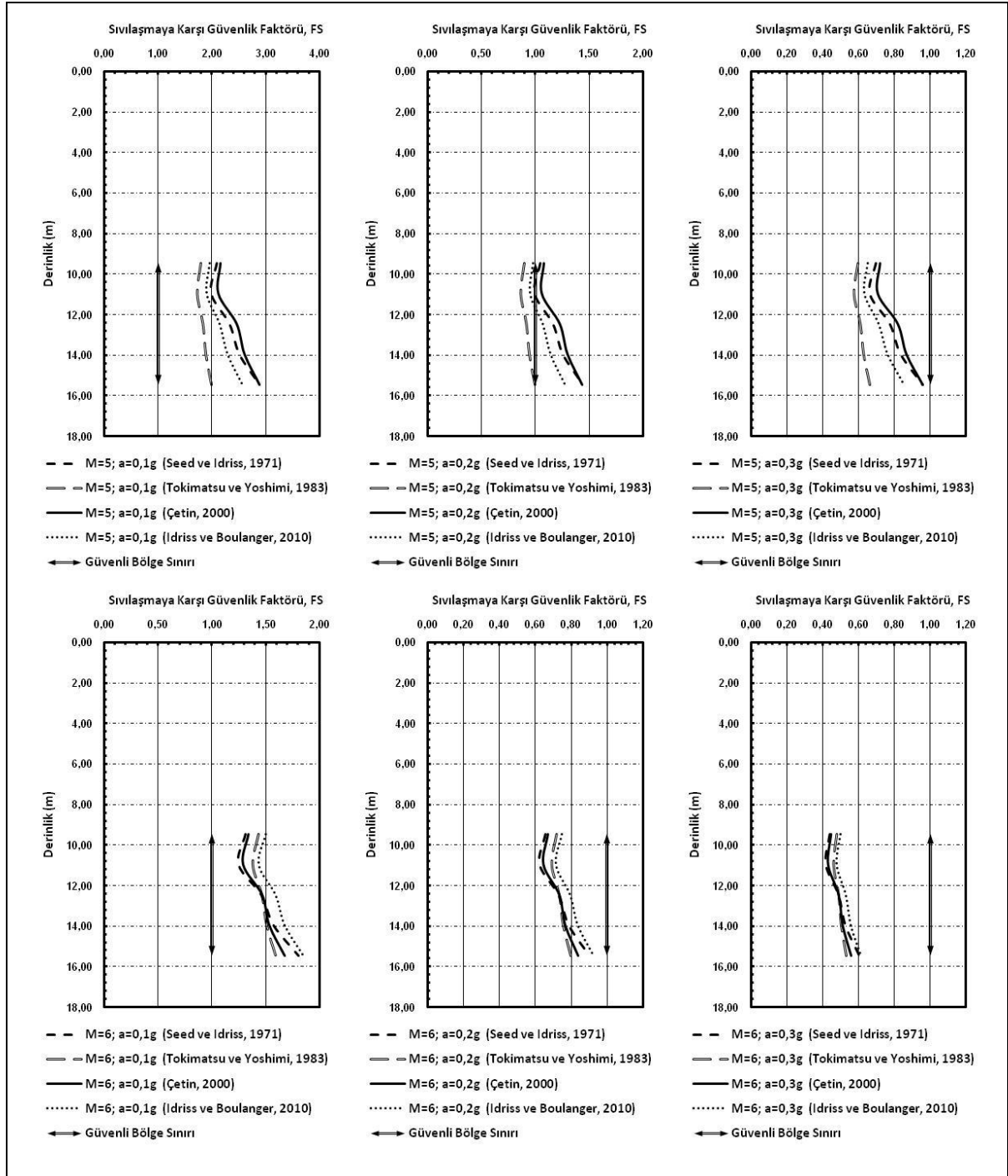


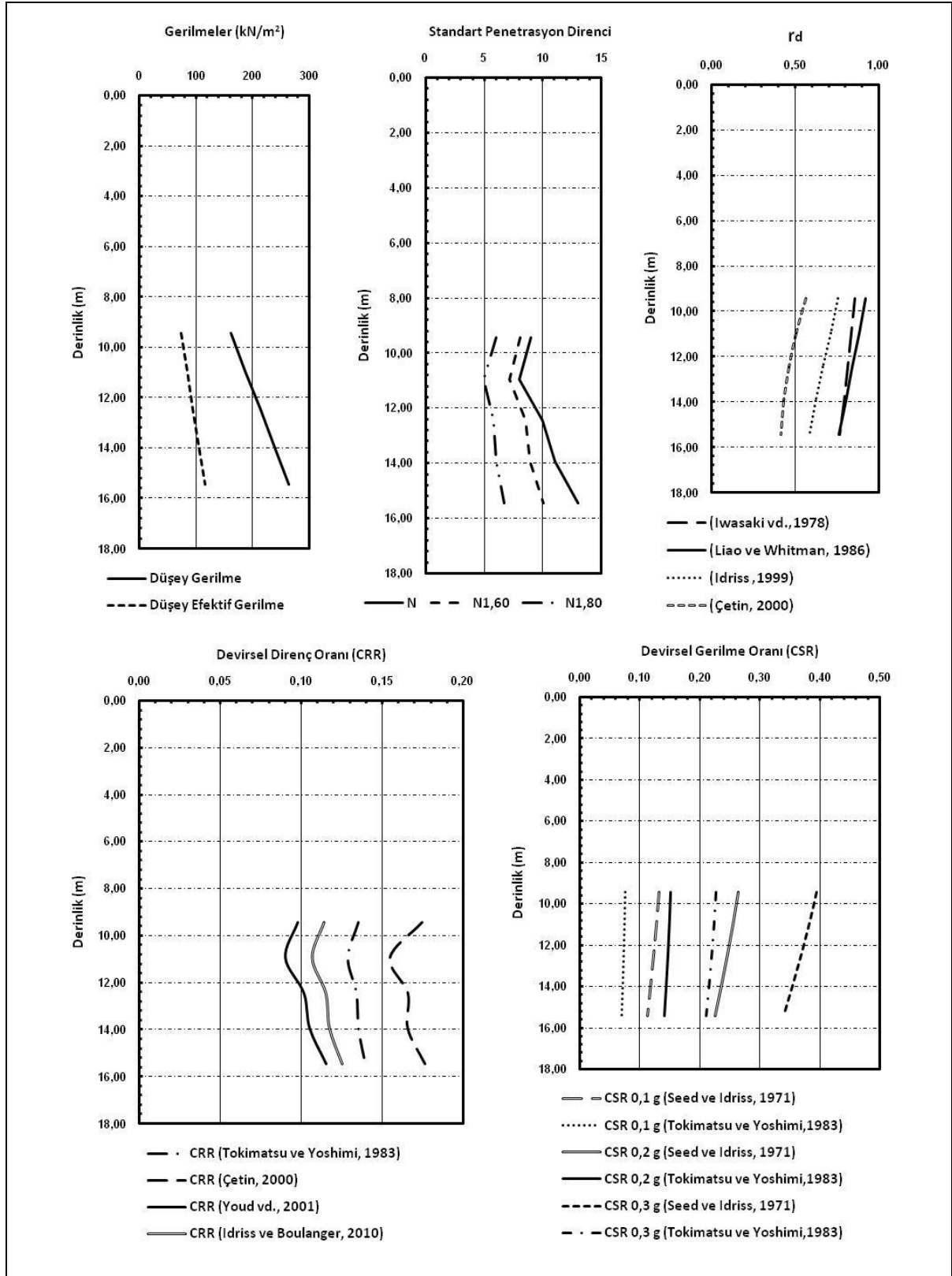
Ek.11. SK-4 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)



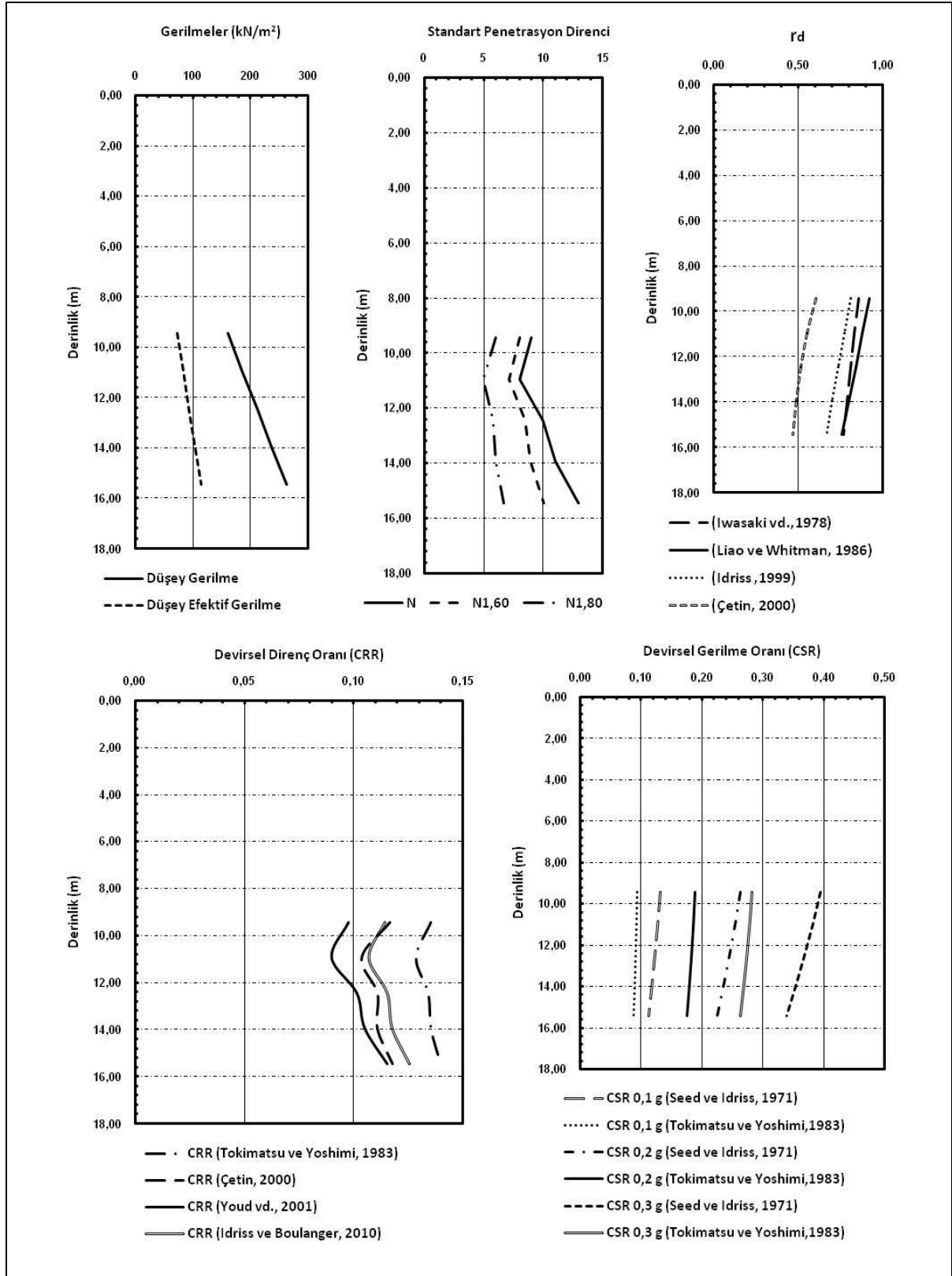
Ek.12. SK-4 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

Ek.13. SK-5 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

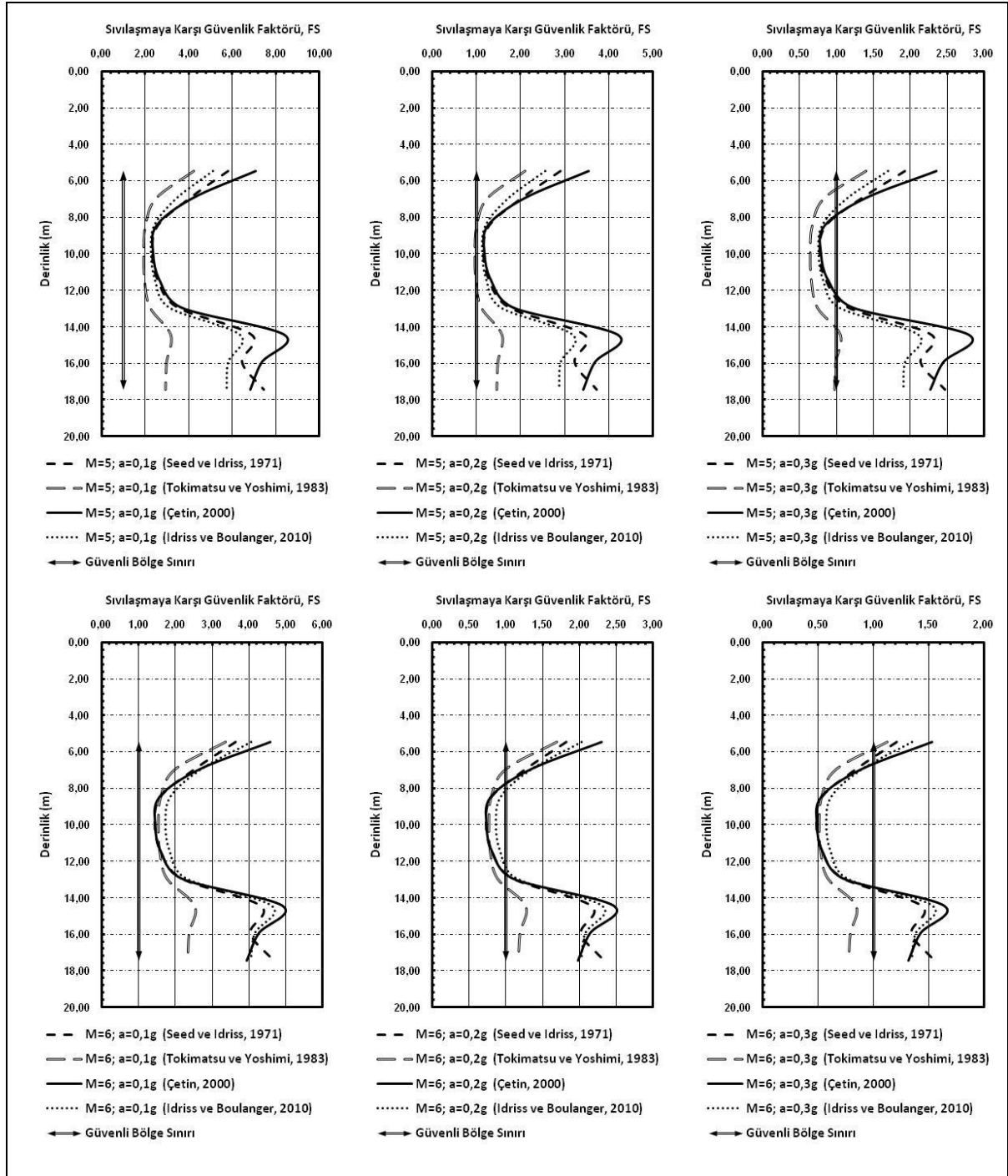


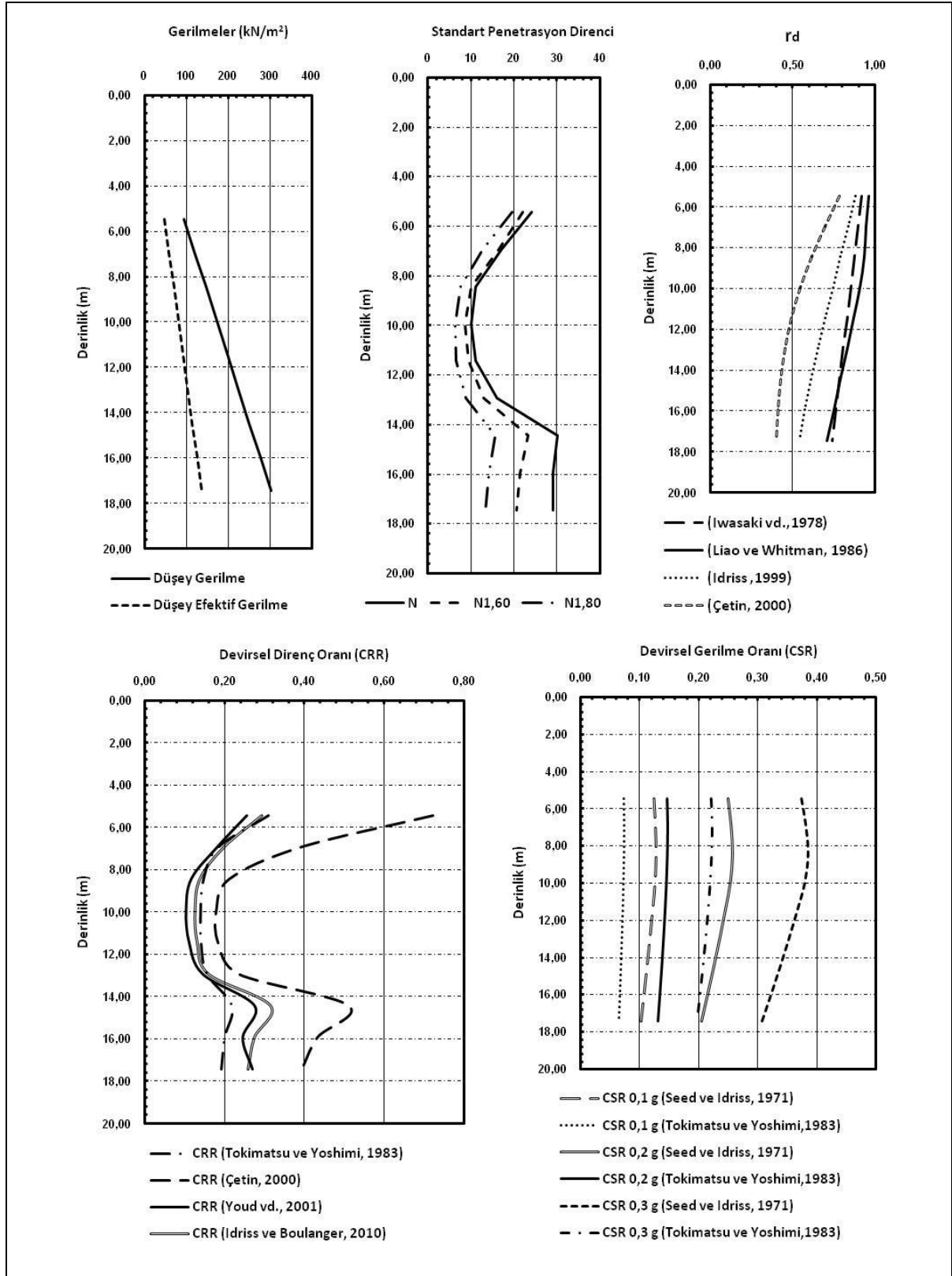
Ek.14. SK-5 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

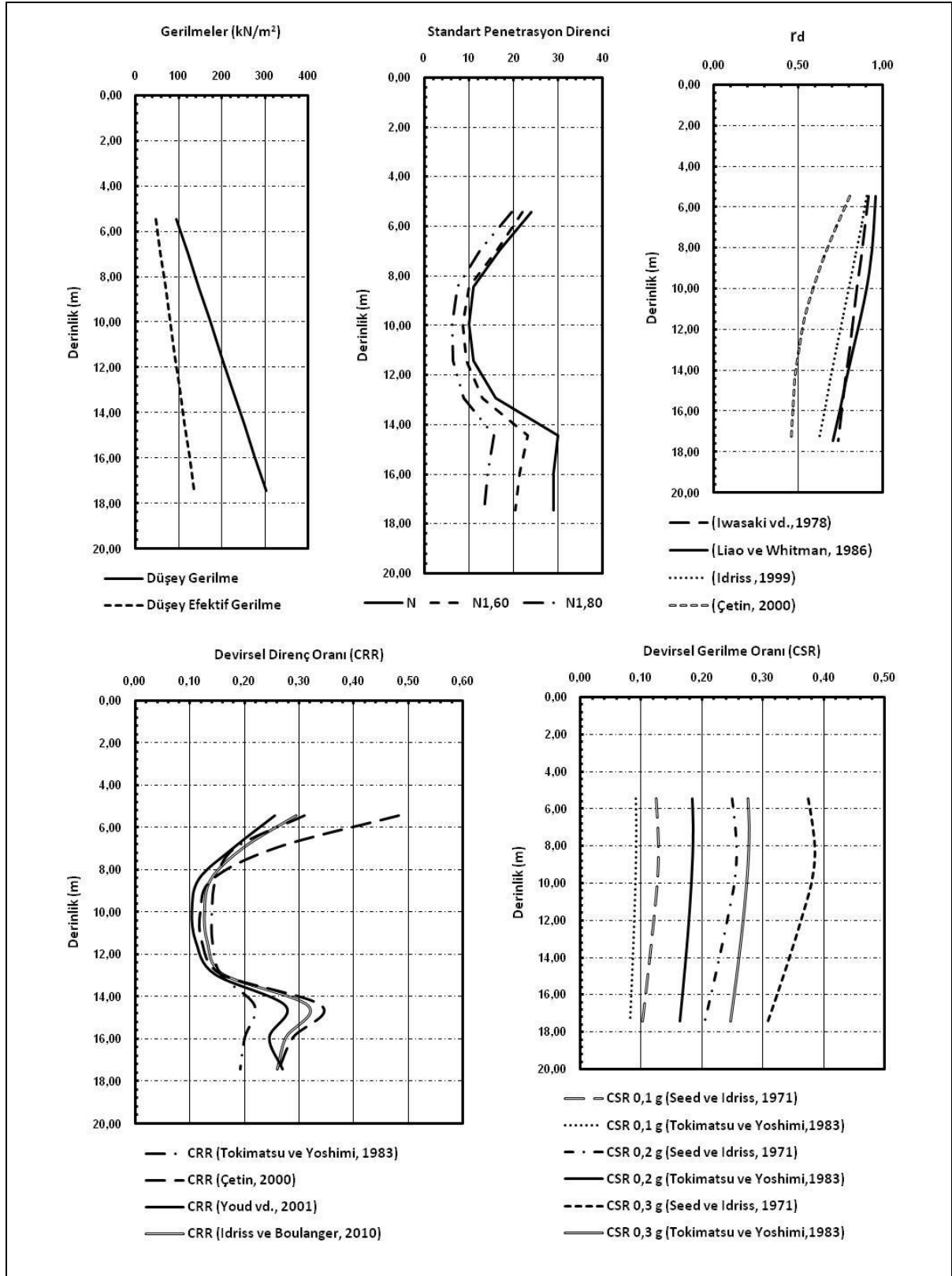
Ek.15. SK-5 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)



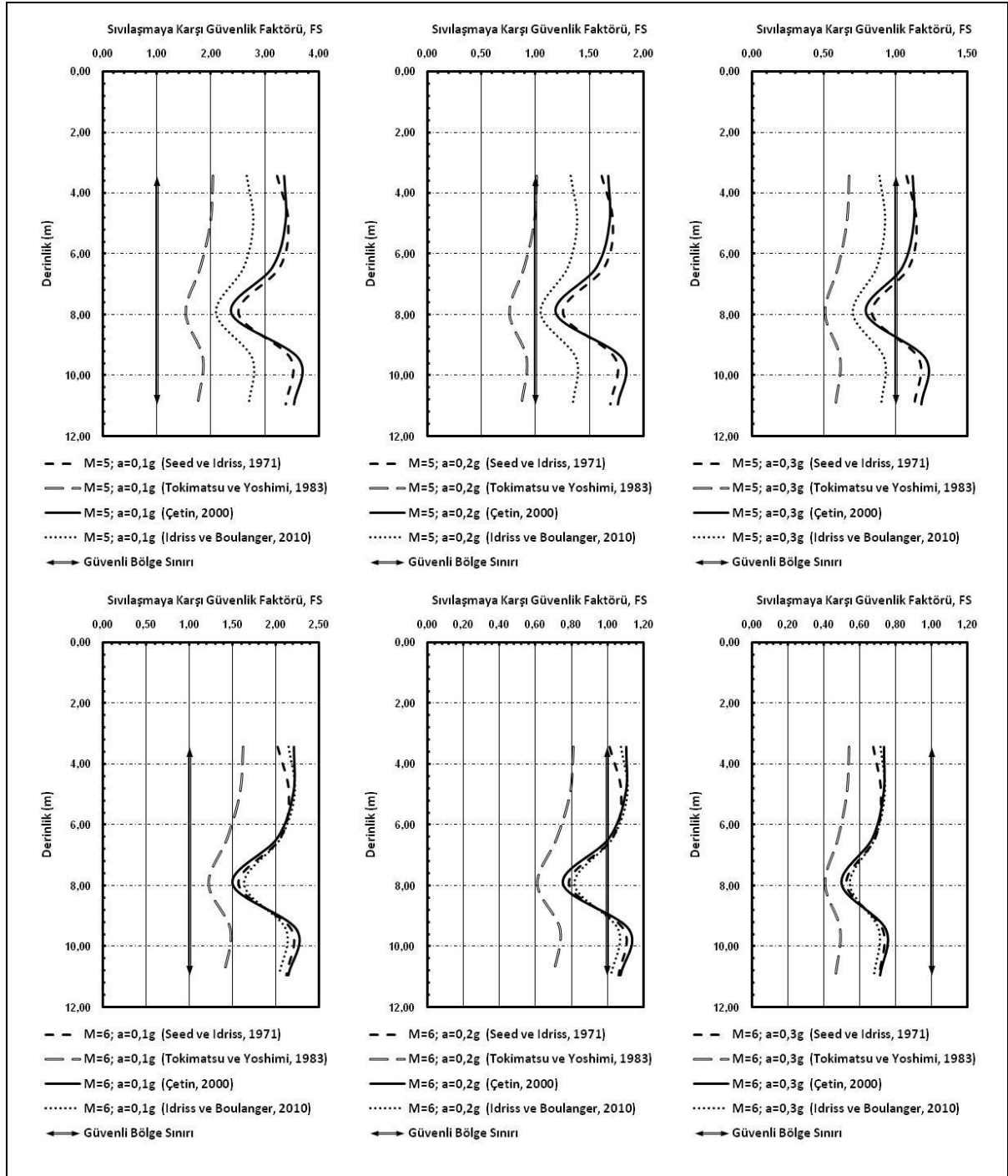
Ek.16. SK-6 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

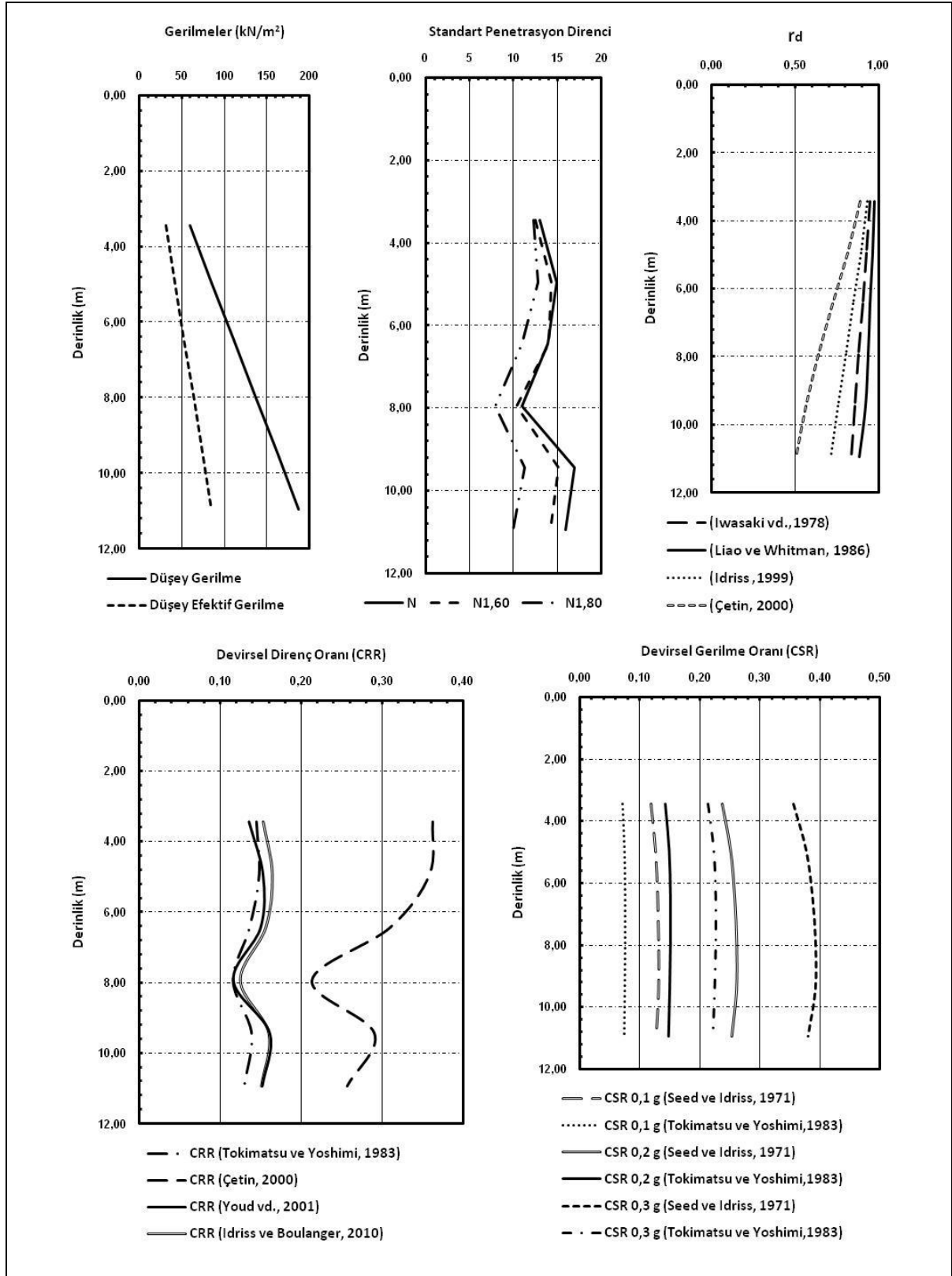


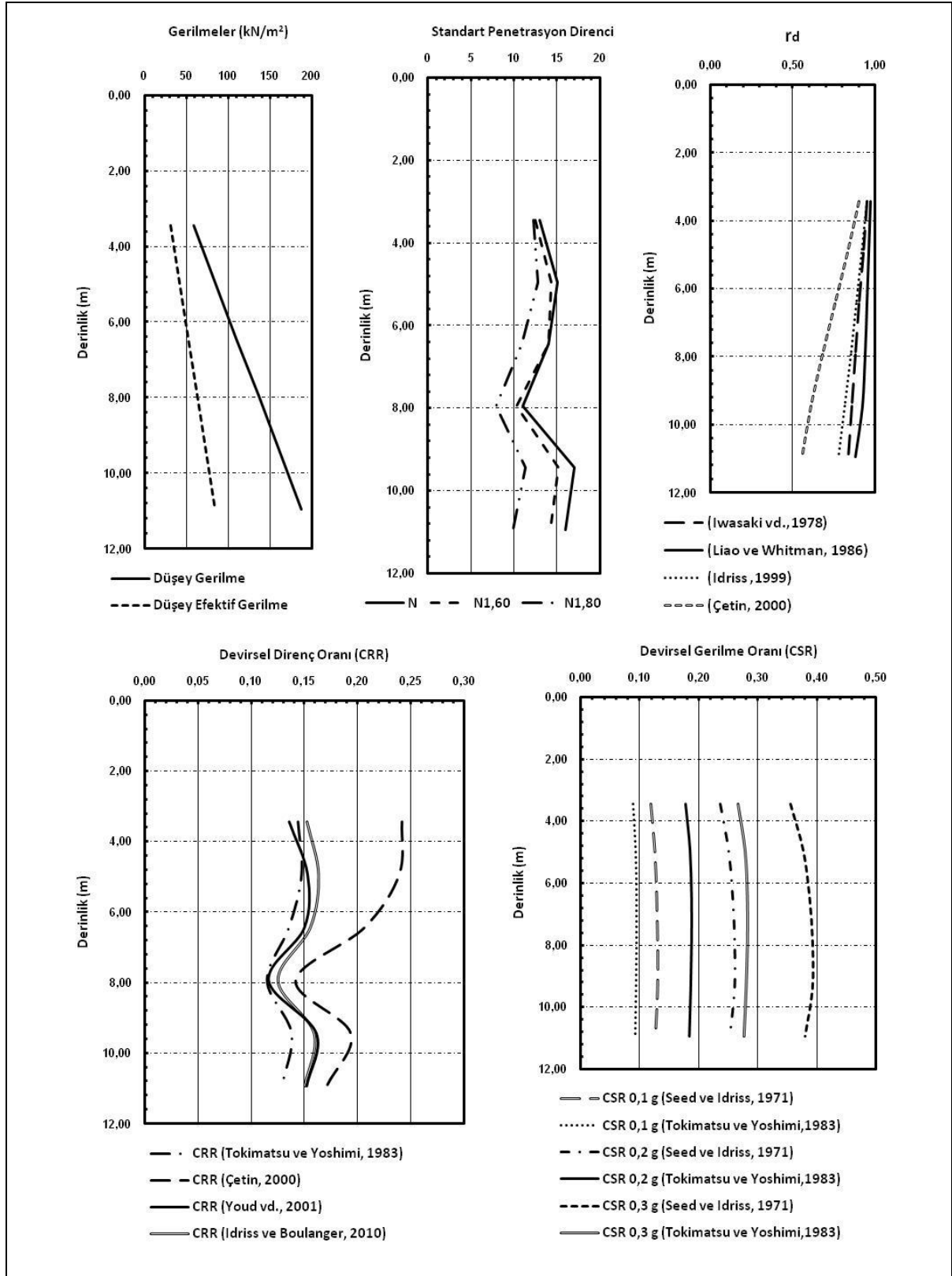
Ek.17. SK-6 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.18. SK-6 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

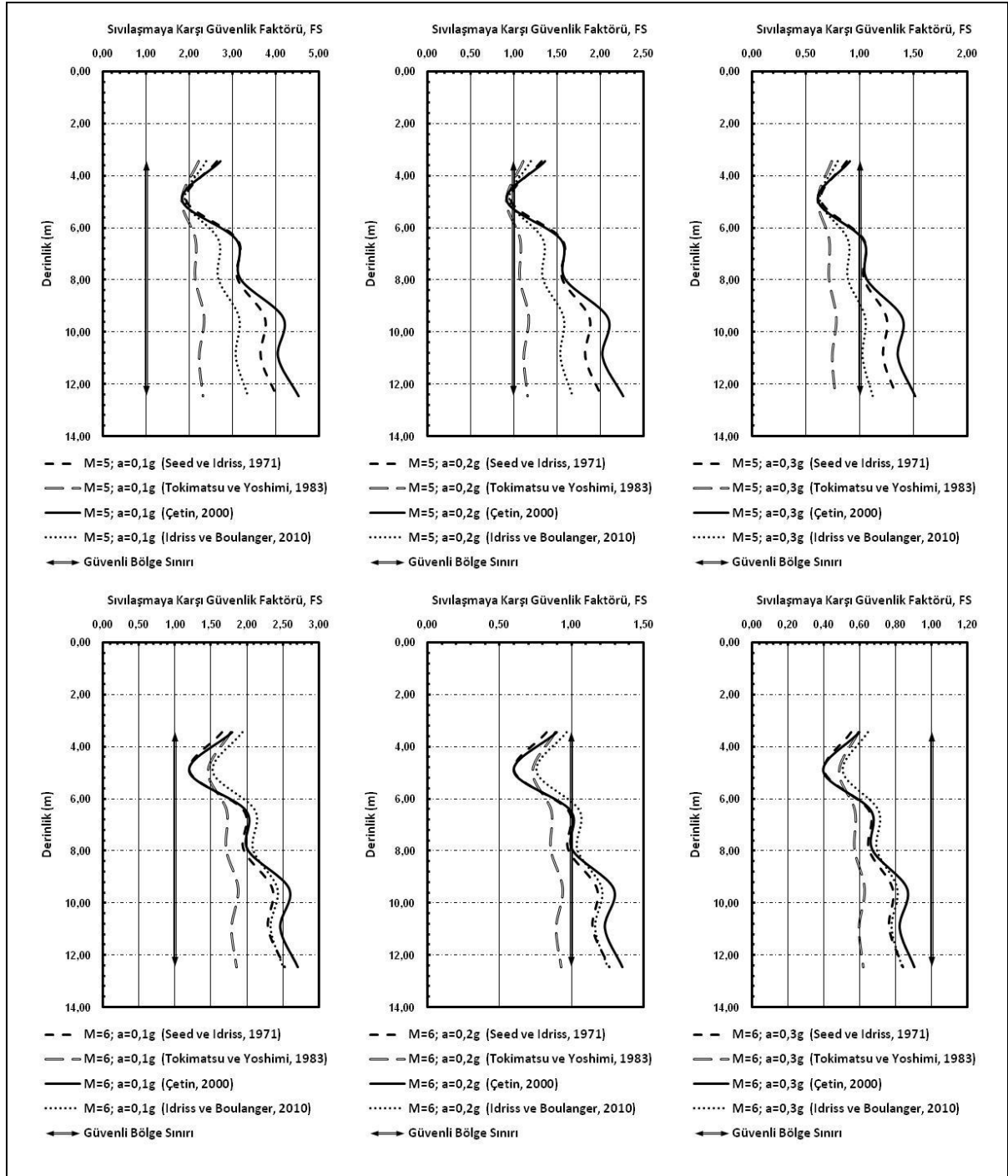
Ek.19. SK-7 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

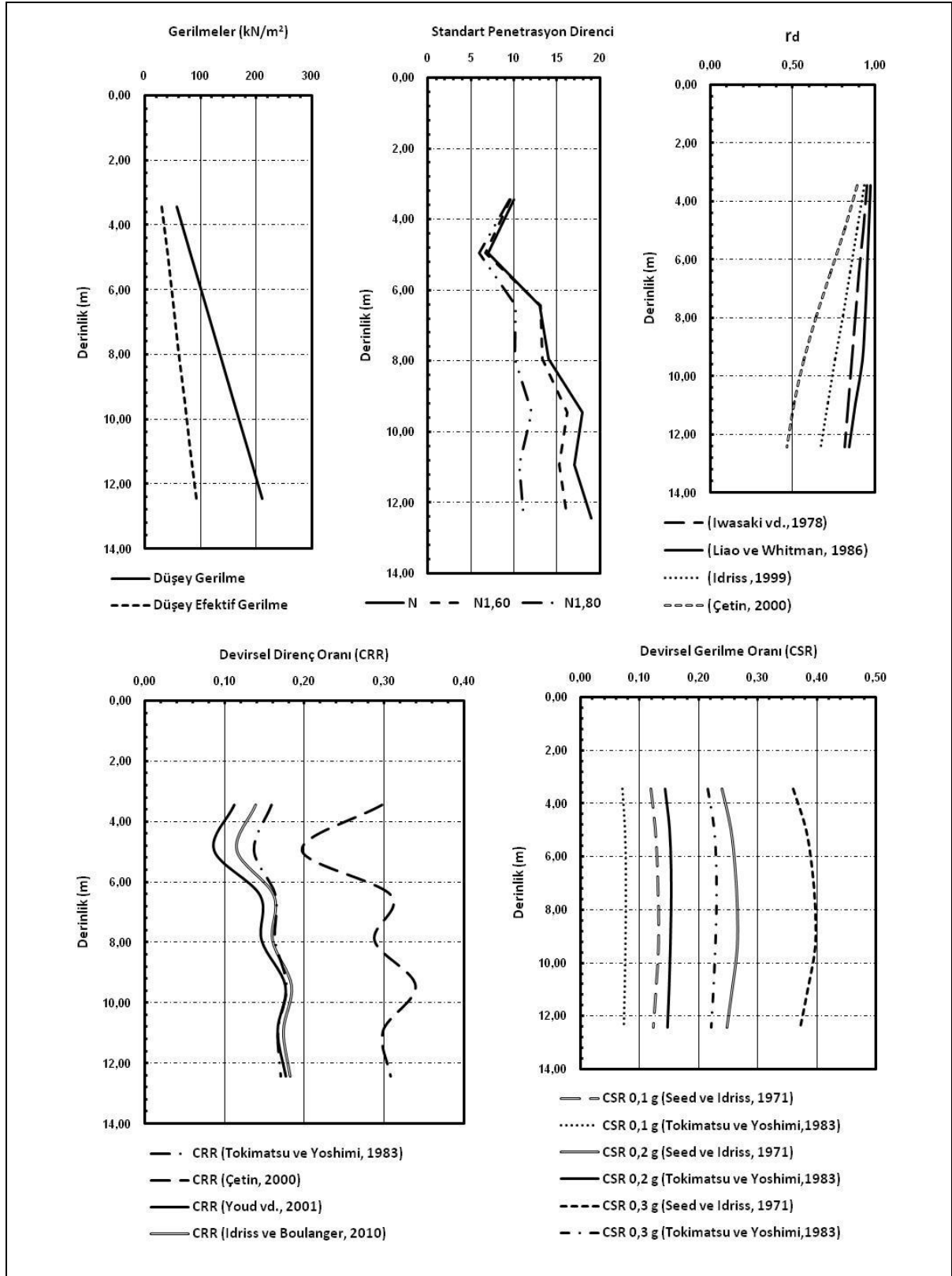


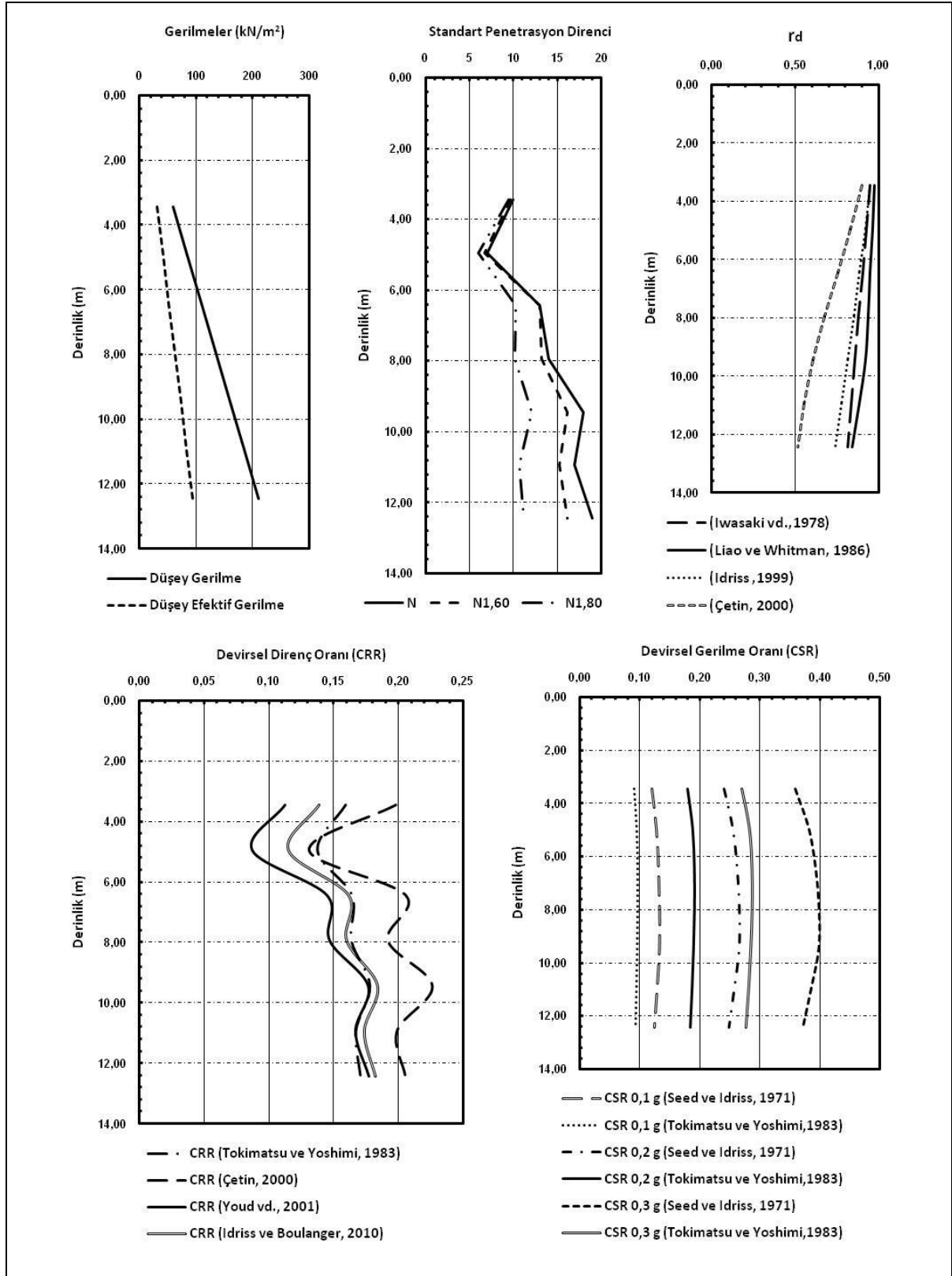
Ek.20. SK-7 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.21. SK-7 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

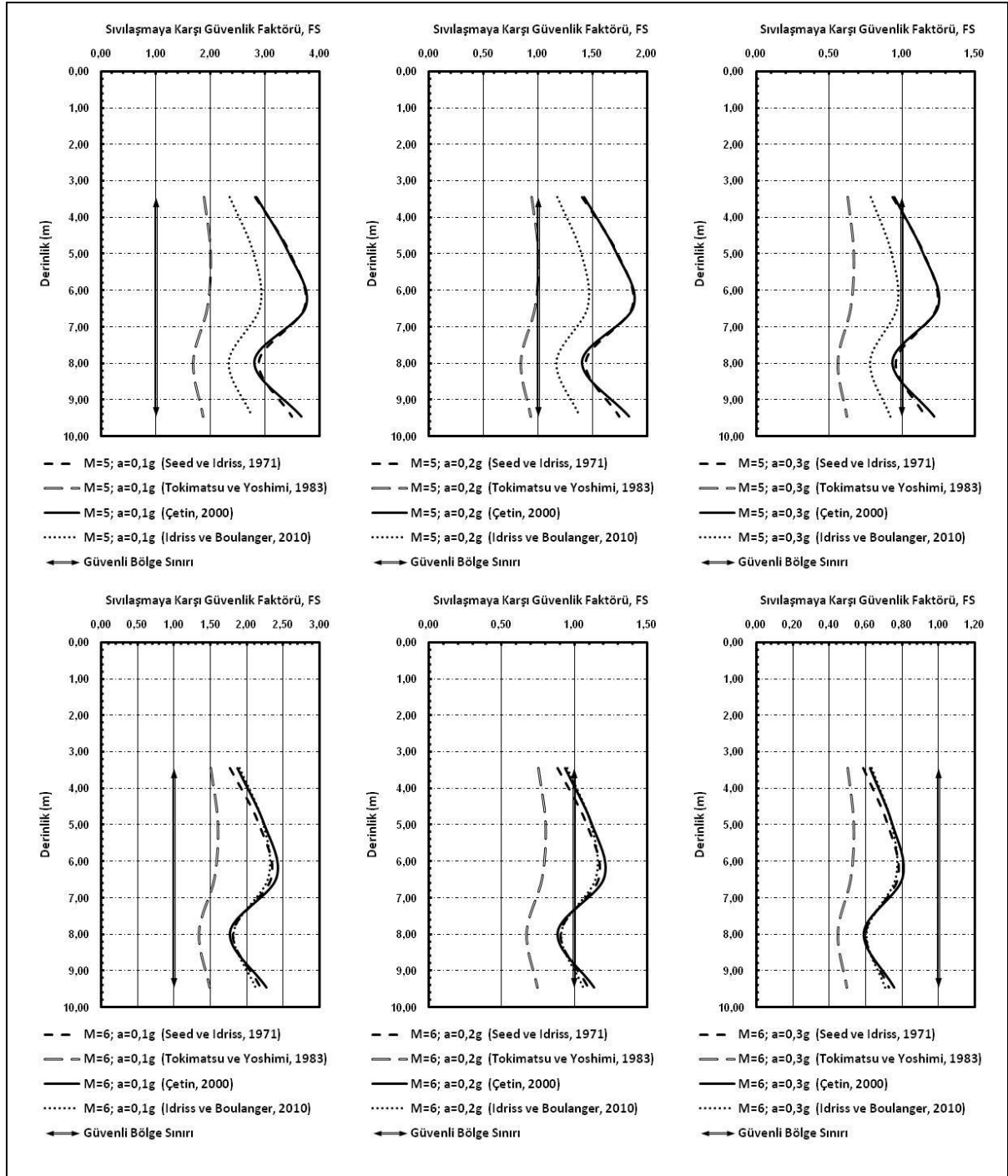
Ek.22. SK-8 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

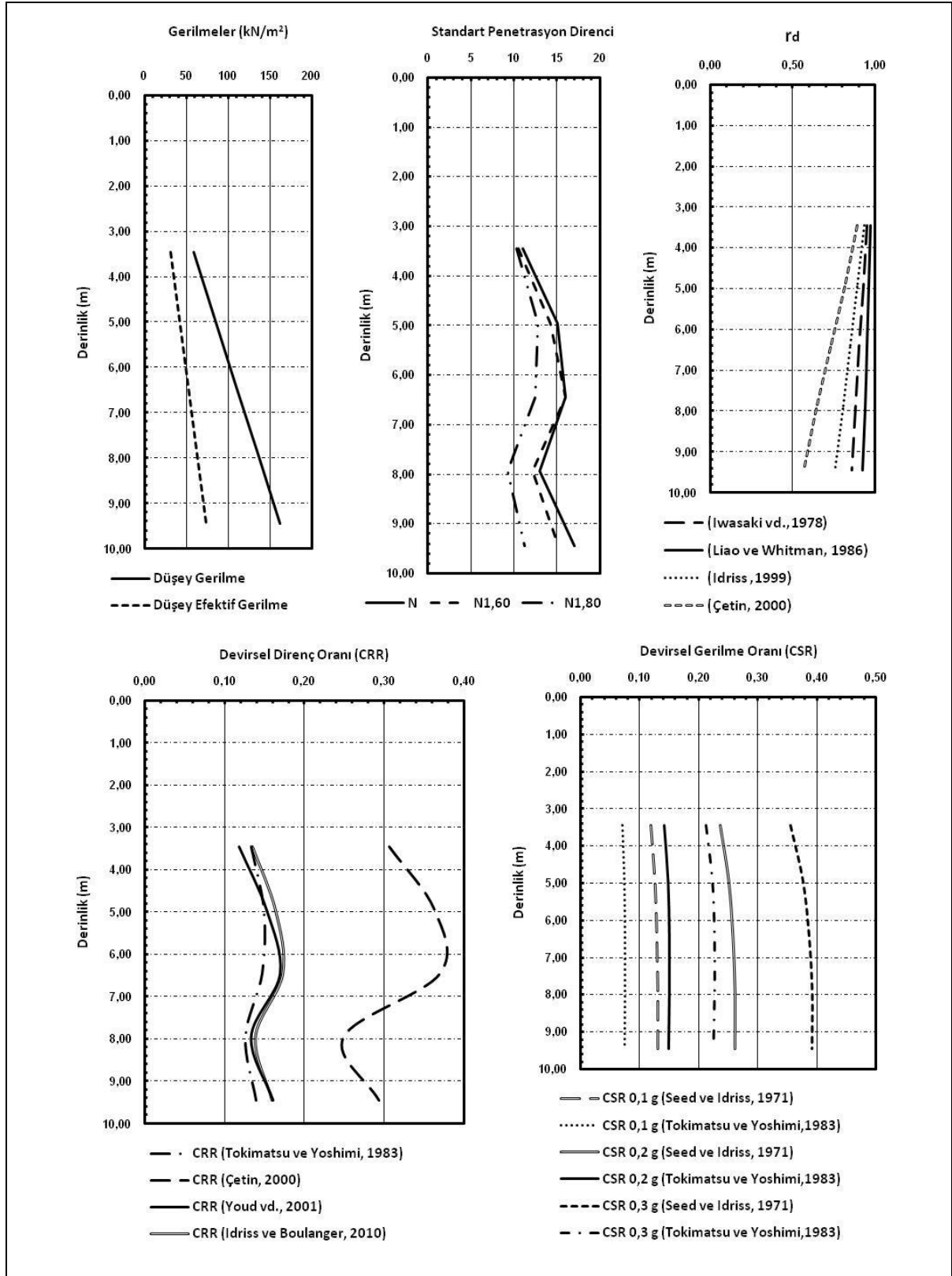


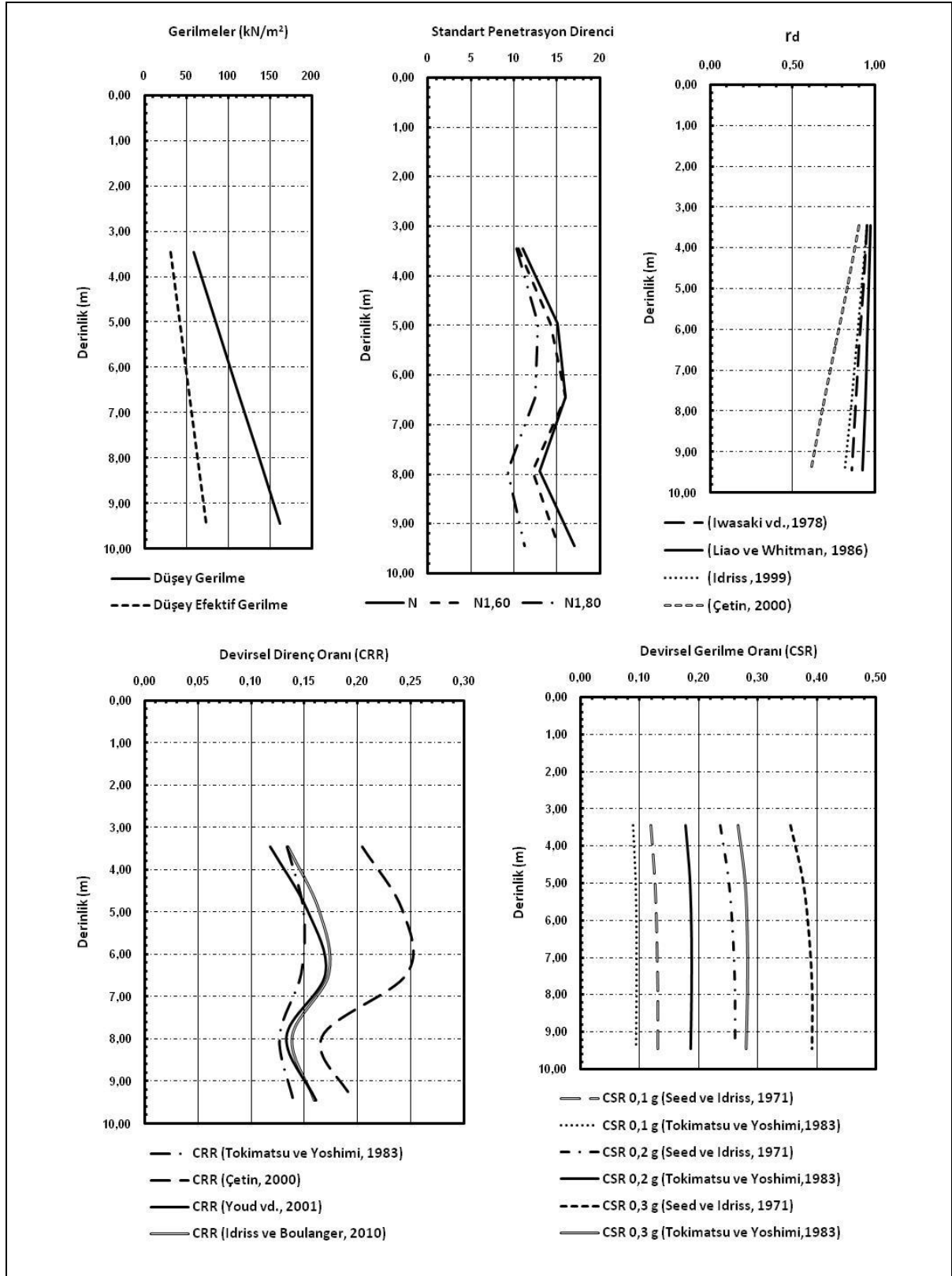
Ek.23. SK-8 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.24. SK-8 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

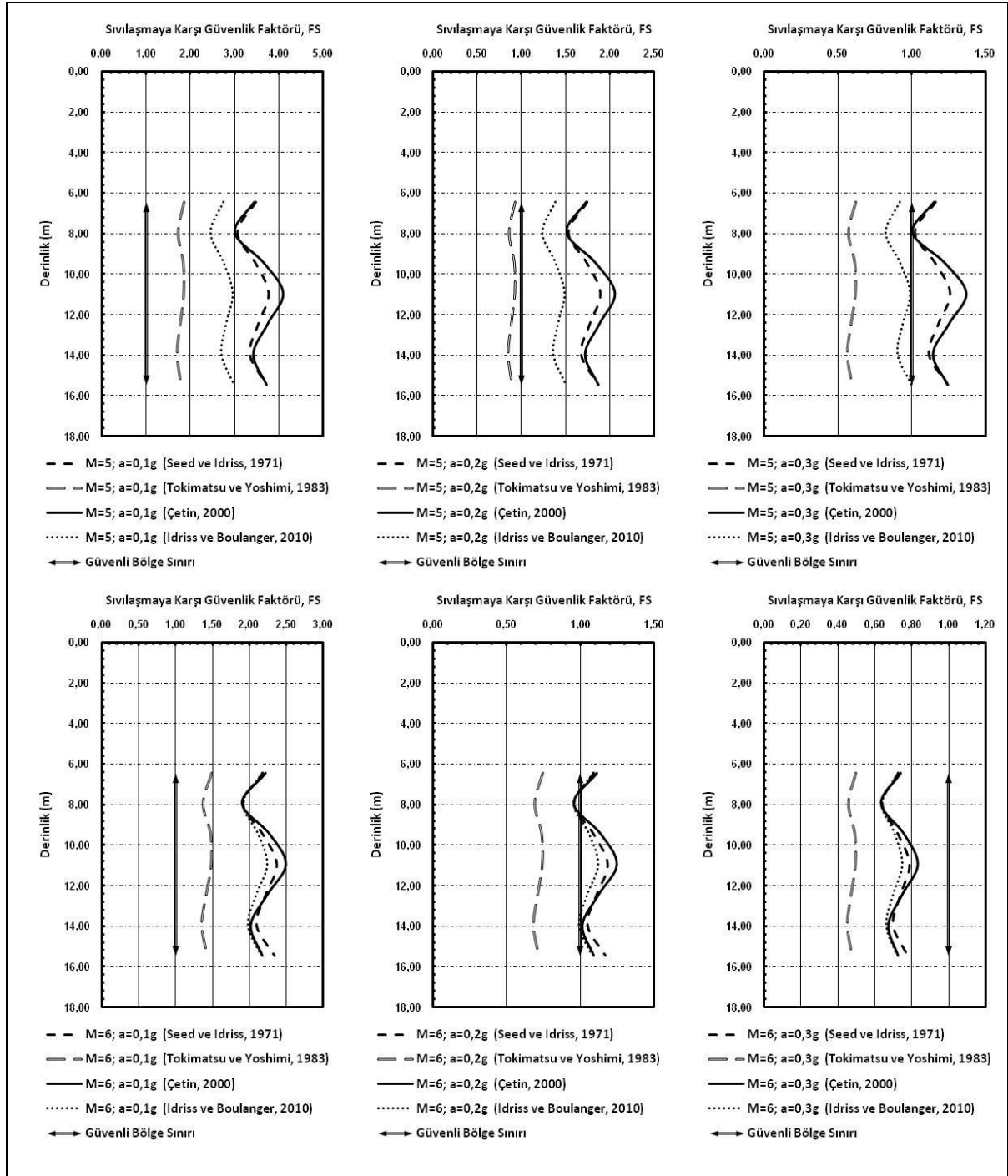
Ek.25. SK-9 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

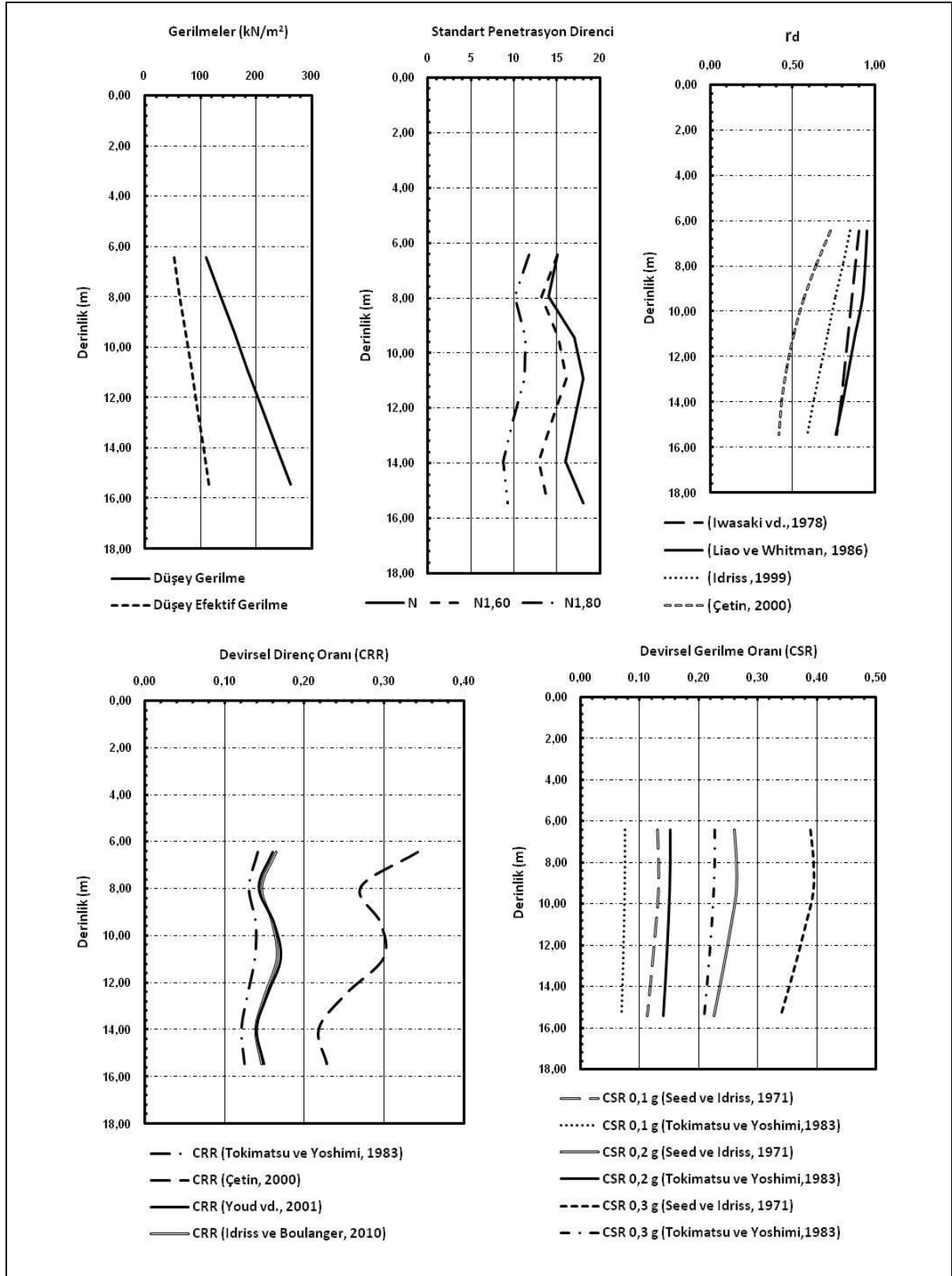


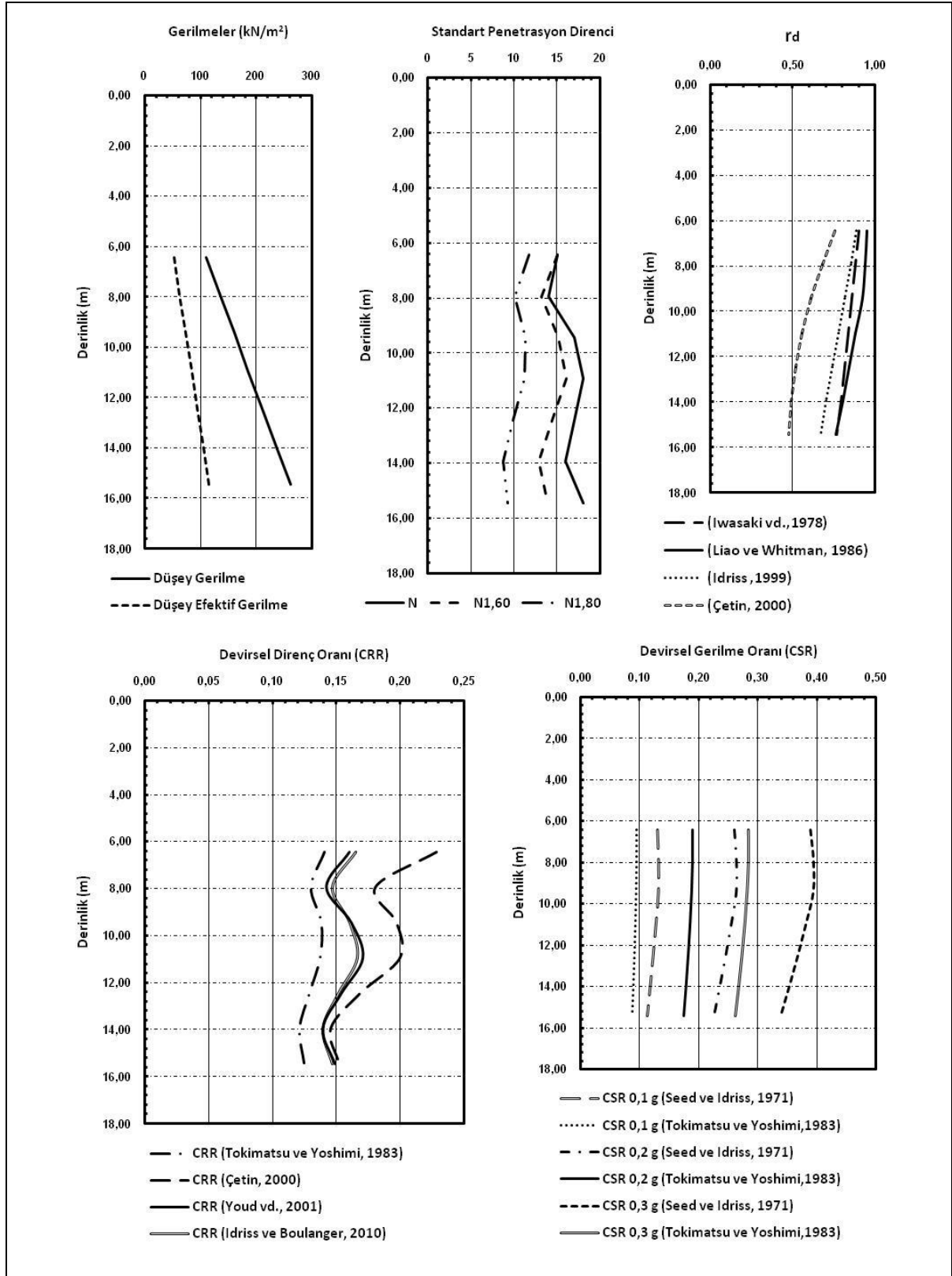
Ek.26. SK-9 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.27. SK-9 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

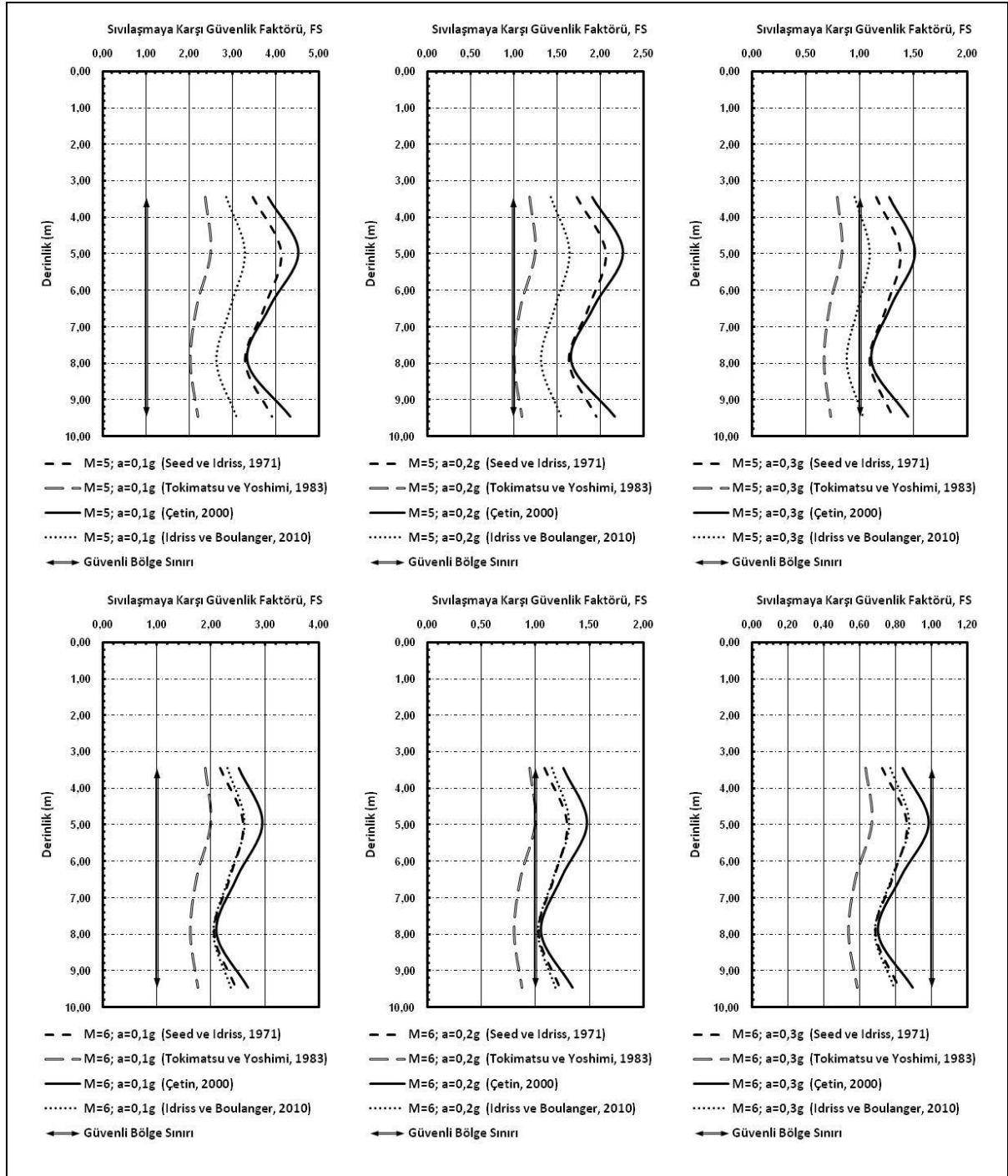
Ek.28. SK-10 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

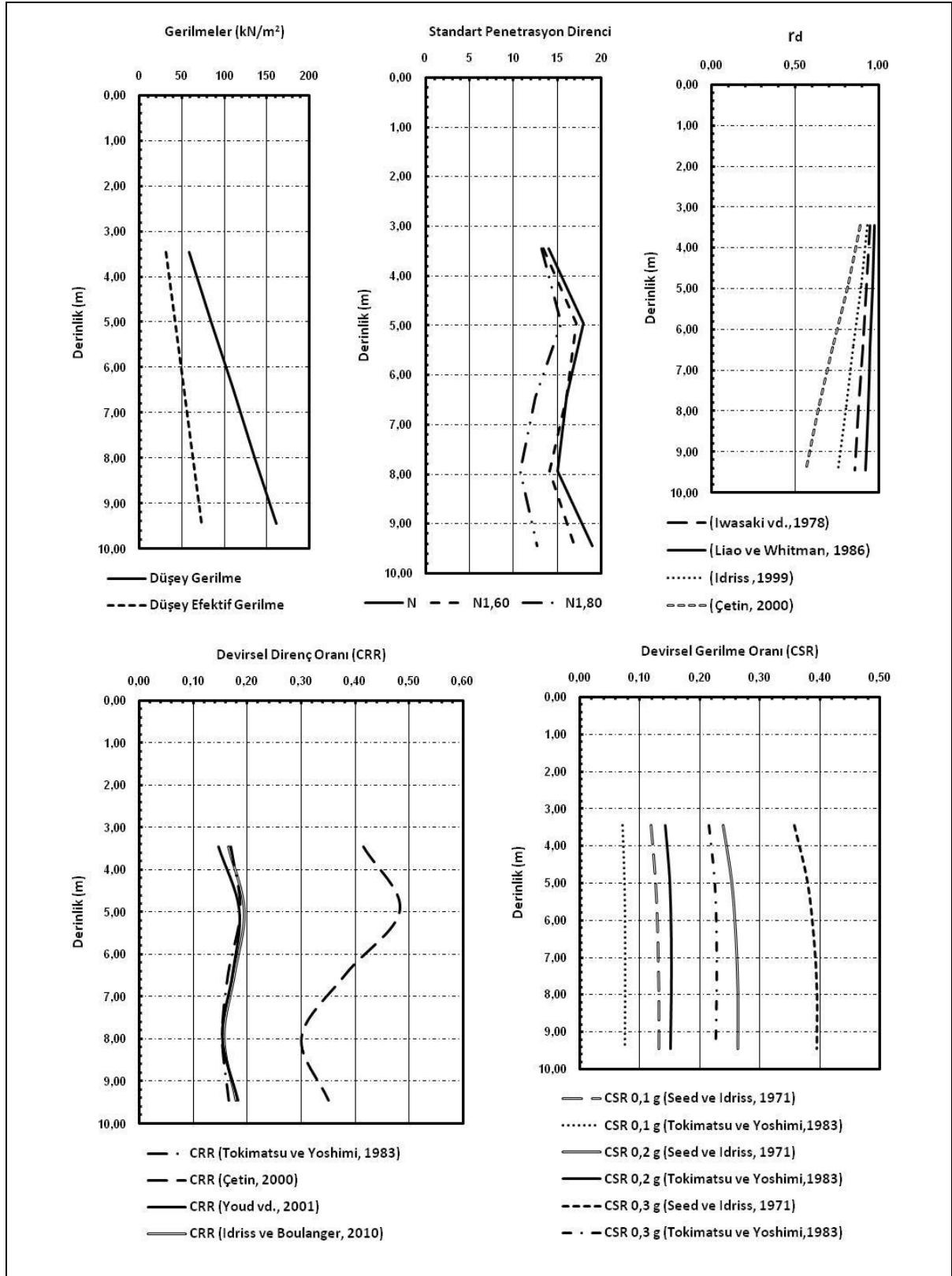


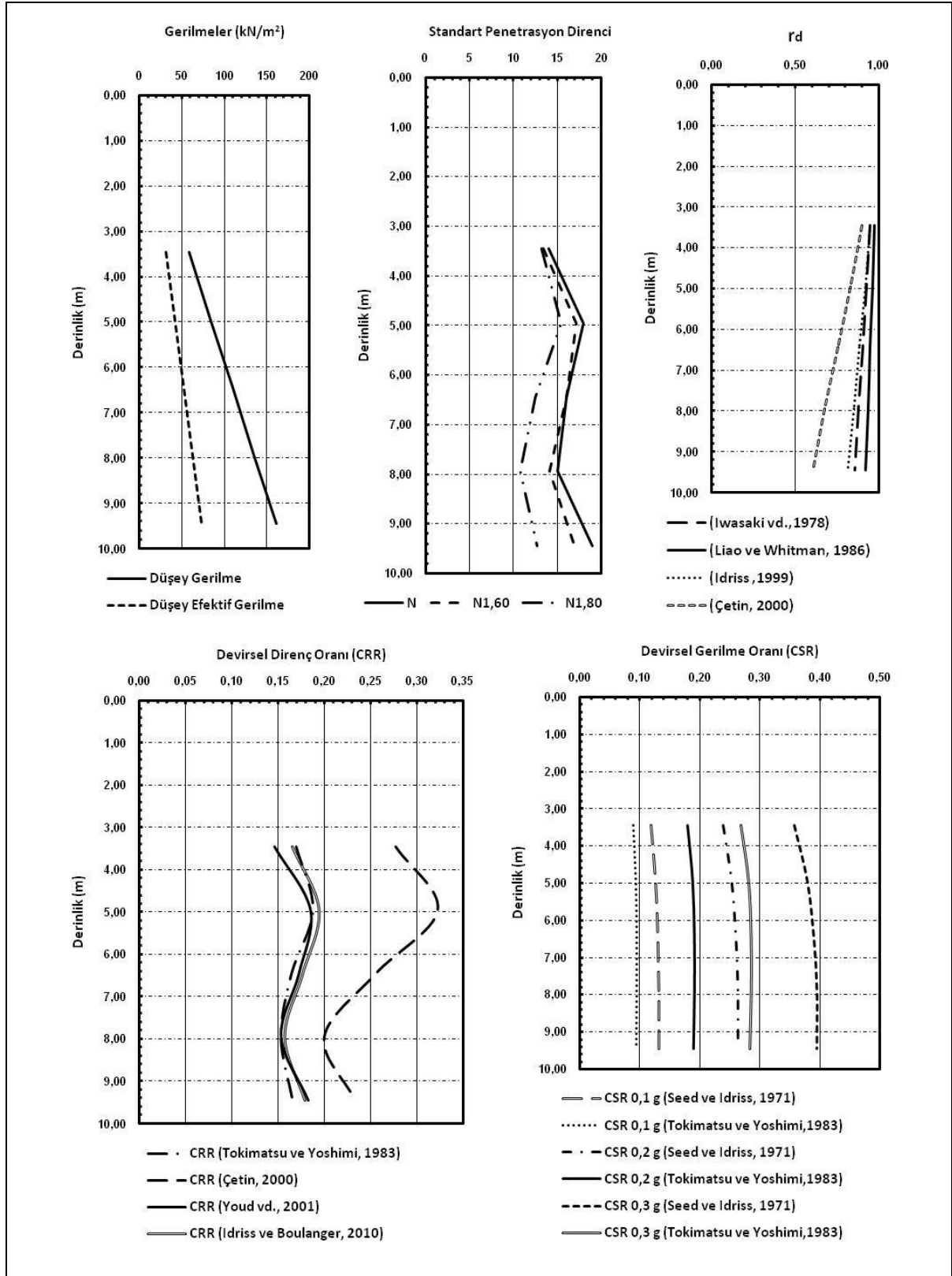
Ek.29. SK-10 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.30. SK-10 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

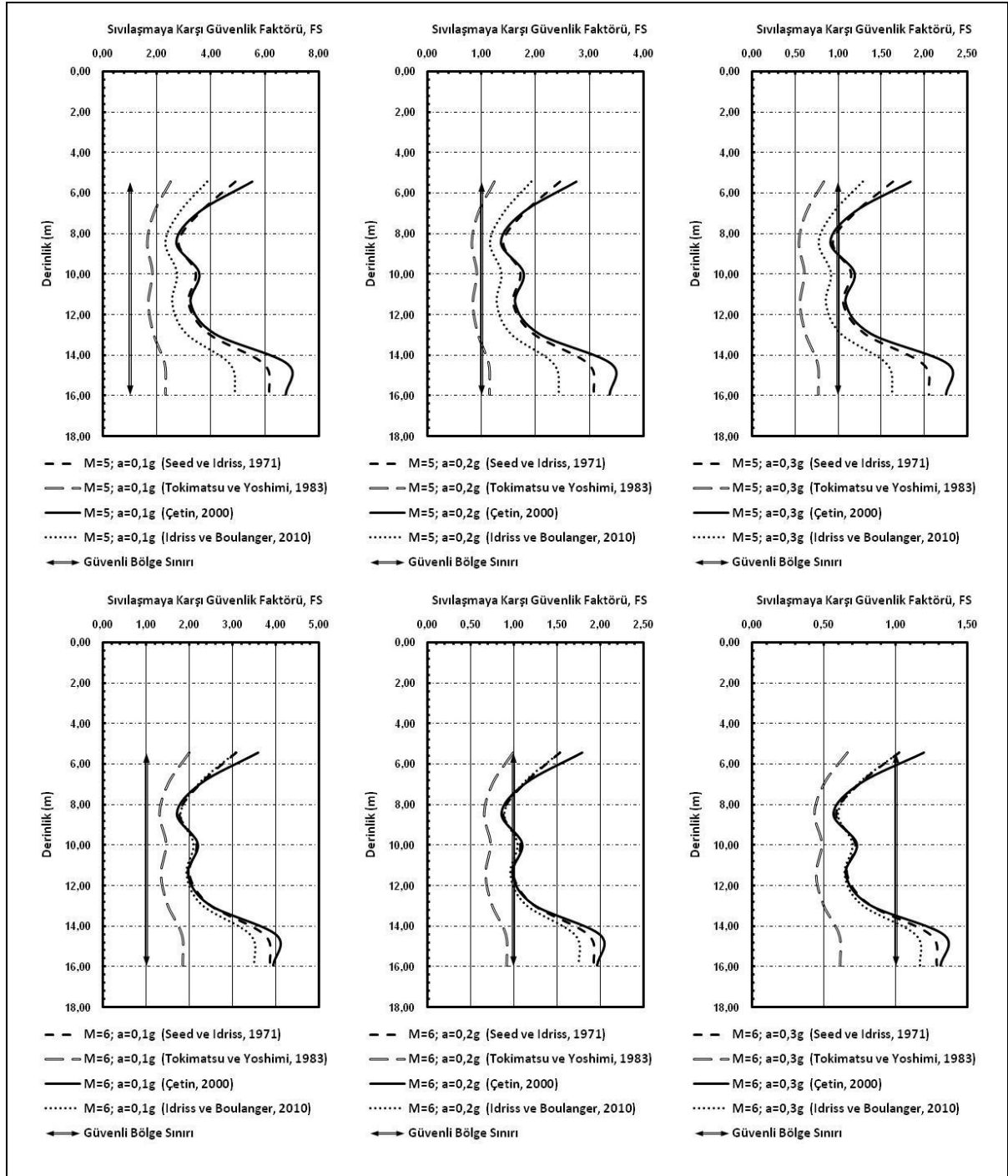
Ek.31. SK-11 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

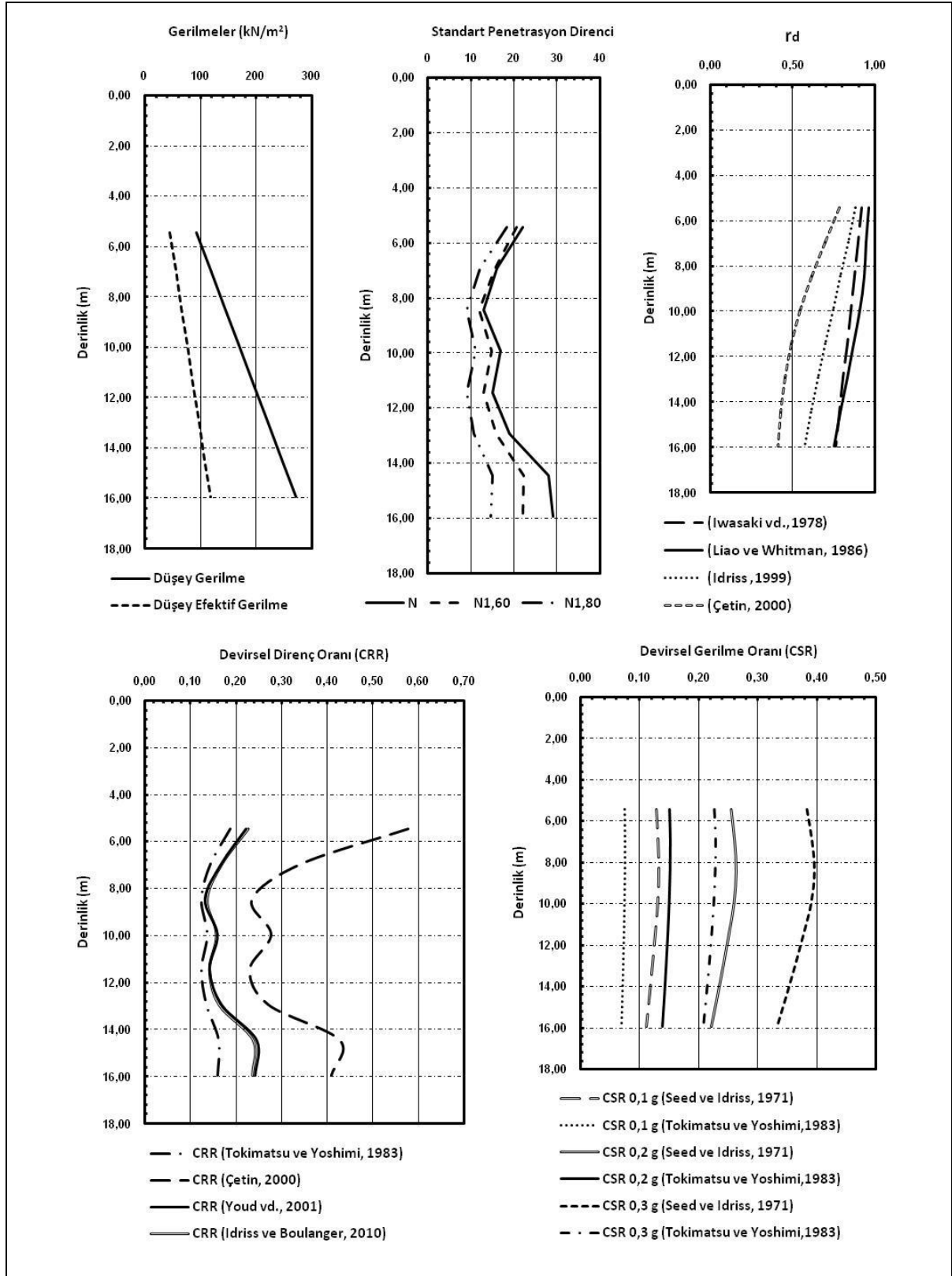


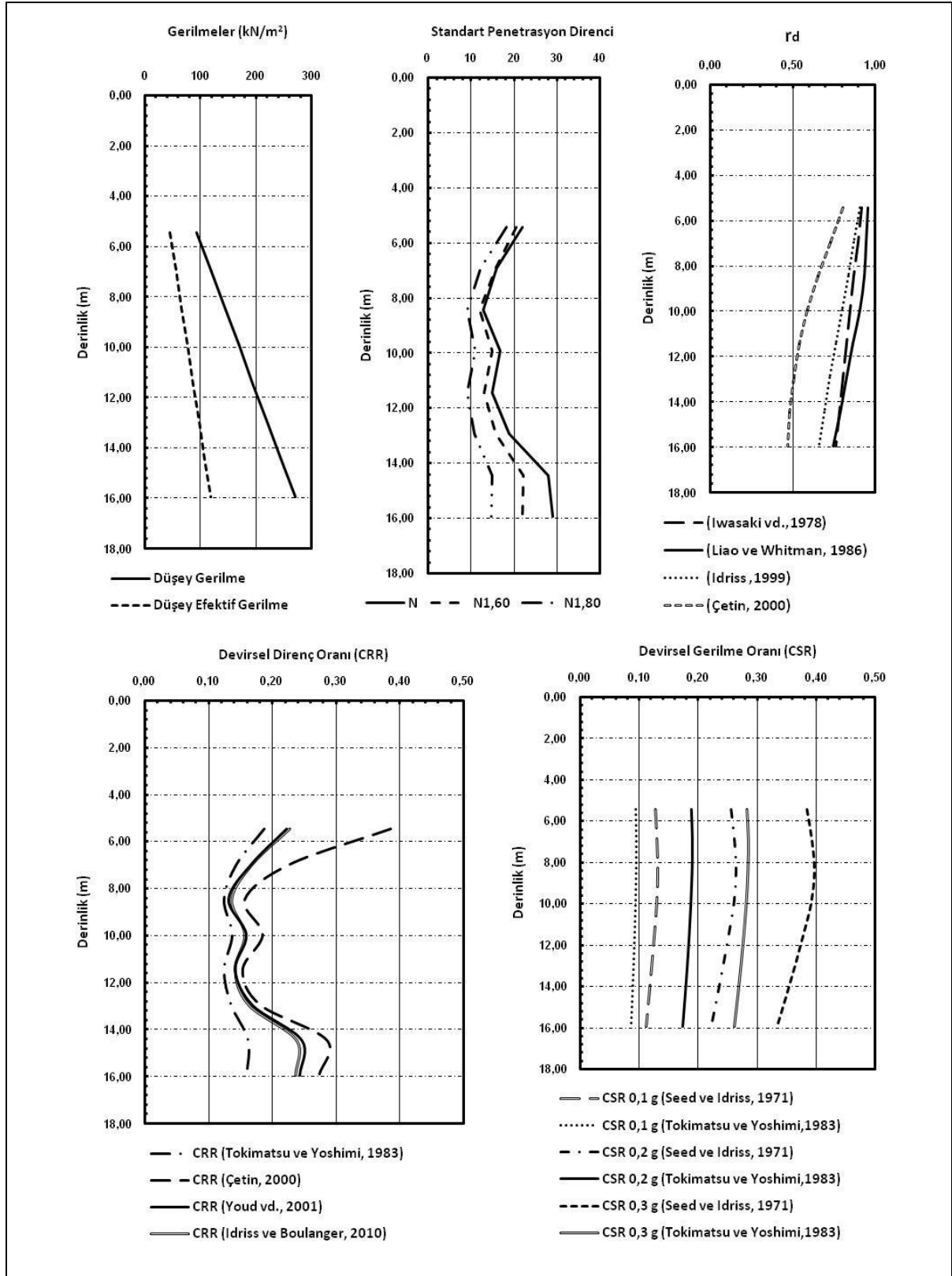
Ek.32. SK-11 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.33. SK-11 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

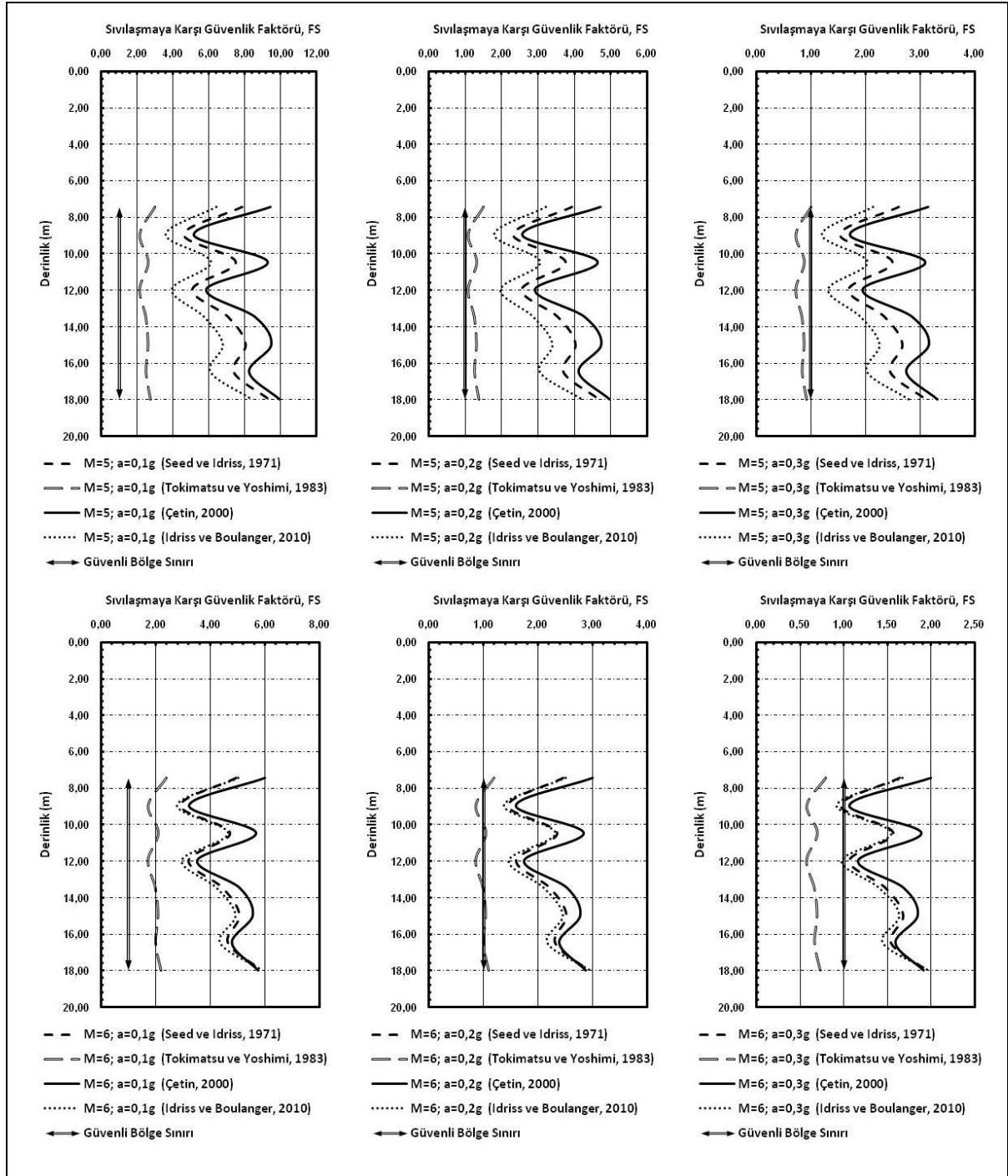
Ek.34. SK-12 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler

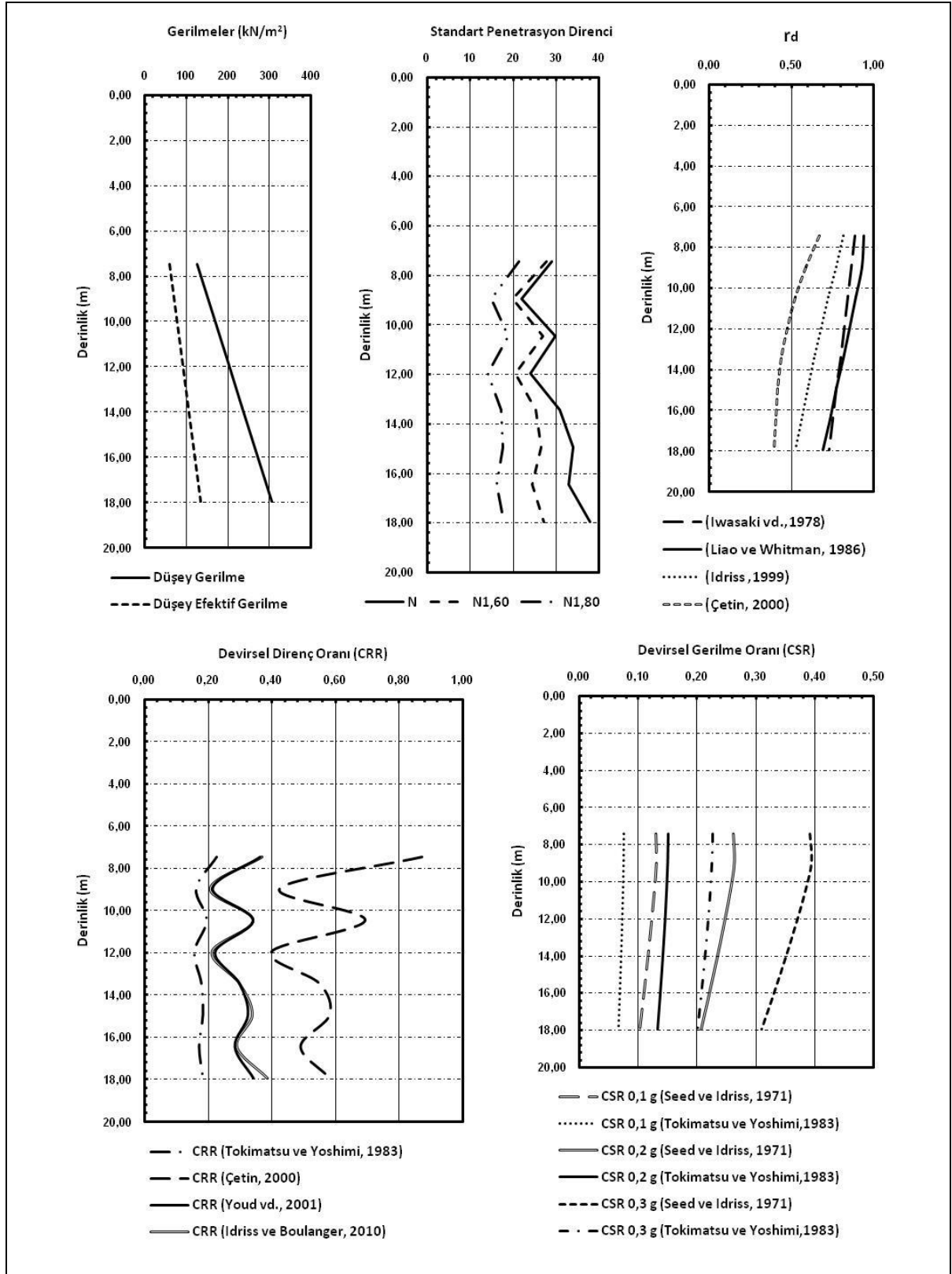


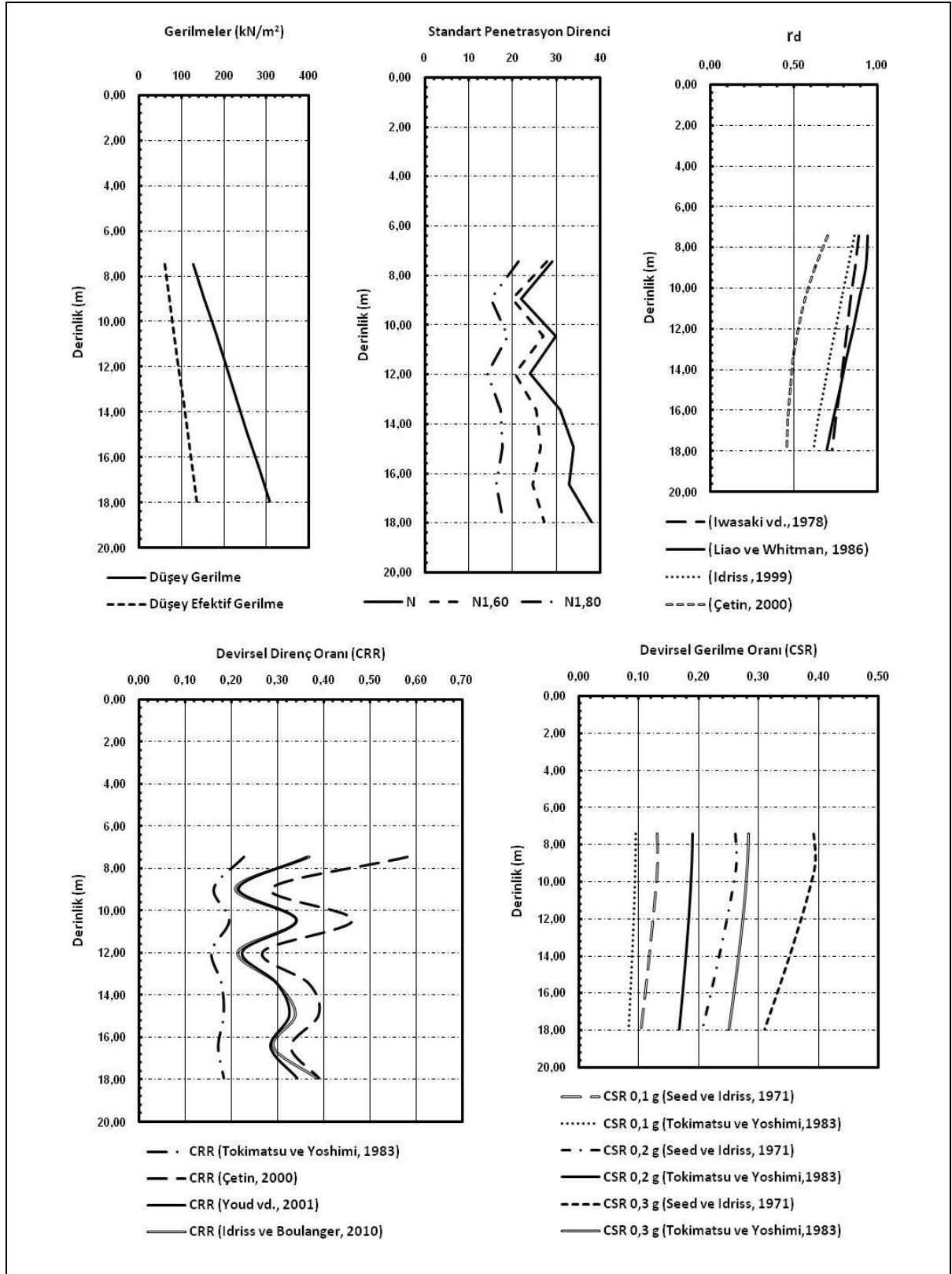
Ek.35. SK-12 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.36. SK-12 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

Ek.37. SK-13 sondajı zeminlerinin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarına ait grafikler



Ek.38. SK-13 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=5$)

Ek.39. SK-13 sondajı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli hesabına ait grafikler ($M_w=6$)

ÖZGEÇMİŞ

1981 yılında Trabzon'da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Trabzon'da tamamladı. 1999 yılında KTÜ İnşaat Mühendisliği bölümüne girerek 2004 yılında mezun oldu. Özel sektörde proje mühendisliği ve şantiye şefliği yaptı. Bir dönem araştırma görevliliği yaptıktan sonra Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Gümüşhane İl Müdürlüğünde birçok farklı kademedede çalıştı. Halen Trabzon Çevre ve Şehircilik İl Müdürlüğünde görev yapmaktadır. Evli ve iki çocuk babasıdır. İyi derecede İngilizce bilmektedir.