



T.C.
ULAŖTIRMA VE ALTYAPI BAKANLIğI
KARAYOLLARI GENEL MÜDÜRLÜğÜ
SANAT YAPILARI DAİRESİ BAŖKANLIđI



ULAŖIM VE DAğITIM TESİSLERİ İÇİN
DEPREM YÖNETMELİKLERİ HAZIRLANMASI
VE MÜŖAVİRLİK HİZMETLERİ DANIŖMANLIK
HİZMET ALIMI İŖİ

**YÜKSEL
PROJE**

NİHAİ RAPORA ESAS TASLAK RAPOR

**Geoteknik Konular Raporu
(Sektör: UlaŖım Tesisleri – Tümü)**

MAYIS 2019

İÇİNDEKİLER

1. JEOLJİK, JEOFİZİK ve GEOTEKNİK ARAŞTIRMALAR

- 1.1. Zemin Araştırmaları
 - 1.1.1. Veri Toplama ve Değerlendirme
 - 1.1.2. Saha İncelemesi
 - 1.1.3. Jeolojik Haritalama
 - 1.1.4. Yeraltı Araştırmaları
 - 1.1.4.1. Sondajlar
 - 1.1.4.1.1. Tünel Sondajları
 - 1.1.4.1.2. Köprü / Viyadük Sondajları
 - 1.1.4.1.3. Yarma / Dolgu Sondajları
 - 1.1.4.1.4. Dayanma Yapıları Sondajları
 - 1.1.4.1.5. Heyelan Sondajları
 - 1.1.4.1.6. Zayıf Zemin Sondajları
 - 1.1.4.2. Örnek Alma
 - 1.1.4.3. Laboratuvar Deneyleri
 - 1.1.4.4. Saha Deneyleri
 - 1.1.4.5. Jeofizik Araştırmalar
 - 1.1.4.6. Yeraltı Suyu Araştırmaları
- 1.2. Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi
 - 1.2.1. Dayanım Parametreleri
 - 1.2.2. Deformasyon Parametreleri
- 1.3. Yerel Zemin Sınıflarının Belirlenmesi
- 1.4. Zemin ve Temel Etüt Raporları

2. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ŞEVLERİN DURAYLILIĞI

- 2.1. Genel
- 2.2. Deprem Duraylılık Analizleri
- 2.3. Şev Duraylılığı Analizlerinde Kullanılacak Deprem Düzeyleri
- 2.4. Eşdeğer Statik Limit Denge Analiz Yöntemi
- 2.5. Deprem Sonrası Kalıcı Yer Değiştirme Bazlı Analizler
- 2.6. Heyelan Önlem Yöntemleri
 - 2.6.1. Zeminlerde Alınacak Önlemler
 - 2.6.2. Kayalarda Alınacak Önlemler
 - 2.6.2.1. Donatılandırma
 - 2.6.2.2. Sökme / Sıyırma
 - 2.6.2.3. Koruma

3. ZEMİN SIVILAŞMASI

- 3.1. Sıvılaşma Tehlikesi ve Risklerinin Değerlendirmesi
- 3.2. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi
- 3.3. Sıvılaşma Tetiklenme Analizi
 - 3.3.1. Tekrarlı Gerilme Oranı
 - 3.3.1.1. Tekrarlı Gerilme Oranı – Kara Uygulamaları
 - 3.3.1.2. Tekrarlı Gerilme Oranı – Su Altı Uygulamaları
 - 3.3.2. Tekrarlı Direnç Oranı
 - 3.3.2.1. Yöntem 1A

- 3.3.2.2. Yöntem 1B
 - 3.4. Sıvılaşma ve Yumuşama Sonrası Dayanım
 - 3.4.1. Temiz Kumlar ve Silt-Kum Karışımlarında Sıvılaşma Sonrası Dayanım
 - 3.4.2. Silt – Kil Karışımlarında Sıvılaşma ve Yumuşama Sonrası Dayanım
 - 3.5. Zeminlerin Tekrarlı Yükleme Kaynaklı Yer Değiştirme Davranışları
 - 3.5.1. Temiz Kumlar ve Silt-Kum Karışımlarında Sıvılaşma Kaynaklı Yer Değiştirme Davranışı
 - 3.5.1.1. Tekrarlı Yükleme Altında Oturmaların Tahmini
 - 3.5.1.2. Akma Yenilmesi
 - 3.5.1.3. Yanal Yayılma Tahmini
 - 3.5.1.4. Fay Atımı Kaynaklı Yatay Yer Değiştirmelerin Tahmini
 - 3.5.2. Silt – Kil Karışımlarının Sıvılaşma Kaynaklı Yer Değiştirme Davranışları
 - 3.6. Sıvılaşmış Zemin Dayanımının Deprem Atalet Yükleri ile Kombinasyonu
 - 3.7. Sıvılaşmaya Karşı Önlemler
- EK-3A Sıvılaşma Bağıntıları için Efektif ve Kayma Gerilme Koşulları Düzeltme Katsayıları
EK-3B Kohezyonsuz Zeminde Aşırı Boşluk Suyu Basıncı Oranı Hesap Yöntemi

4. ULAŞIM YAPILARINDA GEOTEKNİK PERFORMANS LİMİTLERİ

- 4.1. Genel
- 4.2. Dolguların Deprem Performansına Göre Sınıflandırılması
 - 4.2.1. DI Sınıfı Dolgular
 - 4.2.2. DII Sınıfı Dolgular
 - 4.2.3. DIII Sınıfı Dolgular
- 4.3. Ulaşım Yapılarının Deprem Performans Düzeyleri
 - 4.3.1. Deprem Sonrası Servis Durumu Düzeyi
 - 4.3.2. Deprem Sonrası Hasar Düzeyleri
- 4.4. Tasarım Depremleri
- 4.5. Performans Hedefleri
 - 4.5.1. Dolgular için Deprem Performans Hedefleri
 - 4.5.2. İstinat Duvarları için Deprem Performans Hedefleri
- 4.6. Şekil Değiştirmeler
 - 4.6.1. Dolguların Geoteknik Performans Kriterleri
 - 4.6.1.1. Dolgu Terminolojisi ve Şekil Değiştirme Türleri
 - 4.6.1.2. Toptan Göçme Şekil Değiştirmeleri
 - 4.6.1.3. Dolgu Oturması
 - 4.6.1.4. Genişletilmiş Dolgulardaki Farklı Oturmalar
 - 4.6.1.5. Yaklaşım Dolgularındaki Oturmalar
 - 4.6.2. Dayanma Yapısı Geoteknik Performans Kriterleri
 - 4.6.2.1. Dayanma Yapısı Terminolojisi ve Şekil Değiştirme Türleri
 - 4.6.2.2. Toptan Göçme Şekil Değiştirmeleri
 - 4.6.2.3. Dayanma Yapılarının Boyuna Yönde Oturması
 - 4.6.2.4. Dayanma Yapılarının Enine Doğrultudaki Oturması
 - 4.6.2.5. Dayanma Yapılarının Yanal Yer Değiştirmesi
- 4.7. Genel Performans Kriterleri

5. DAYANMA YAPILARI: DEPREM DURUMUNDAKİ YANAL ZEMİN İTKİLERİ

- 5.1. Genel
- 5.2. Dayanma Yapıları için Eşdeğer Deprem Katsayıları
- 5.3. Esnek Duvarlar için Deprem Durumundaki Yanal İtkiler
 - 5.3.1. Yanal Zemin İtkileri



- 5.3.1.1. Mononobe-Okabe Yöntemi
- 5.3.1.2. Kohezyonlu Zeminlerde Deprem Durumundaki Aktif Zemin İtkisi
- 5.2.1.3. Kohezyonlu Zeminlerde Deprem Durumundaki Pasif Zemin İtkisi
- 5.3.2. Su Basıncı
 - 5.3.2.1. Duvara Etkiyen Hidrodinamik Su Basıncı
 - 5.3.2.2. Duvara Gerisinde Su Seviyesinin Oluşması Durumu
- 5.4. Genel Limit Denge Yöntemi

TASLAK

BÖLÜM 1 - Simgeler

AKO	Aşırı konsolidasyon oranı
C_c	Sıkışma indisi
C_r	Yeniden sıkışma indisi
C_v	Düşey konsolidasyon katsayısı
c_u	Drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_{30}$	Üst 30 m'deki ortalama drenajsız kayma dayanımı
CBR	Kaliforniya taşıma gücü oranı
e_0	Doğal boşluk oranı
f	Frekans
G	Kayma modülü
G_{maks}	Maksimum kayma modülü
G_s	Özgül ağırlık
GSI	Jeolojik dayanım indisi
H	Yarma / dolgu yüksekliği
h_i	Alt tabakanın kalınlığı
k	Hidrolik geçirgenlik katsayısı
k_p	Plastisite indisine bağlı katsayı
L_g	Kazık grubunun planda uzun olan kenarı
m_v	Hacimsel sıkışma katsayısı
N	Standart penetrasyon darbe sayısı
$N_{1,60}$	Standart penetrasyon darbe sayısı (%60 enerji verimliliğine göre ve örtü yükü düzeltilmesi yapılmış)
N_{60}	Standart penetrasyon darbe sayısı (%60 enerji verimliliğine göre)
$(N_{60})_{30}$	Üst 30 m'deki ortalama standart penetrasyon darbe sayısı
n	Alt tabaka sayısı
n_t	Tekrar (çevrim) sayısı
P_a	Atmosferik basınç
PI	Plastisite indisi
q_c	Konik penetrasyon deneyi uç direnci
q_u	Tek eksenli basınç dayanımı
V_p	Boyuna (P) dalgası hızı
V_s	Kesme (S) dalgası hızı
$(V_s)_{30}$	Üst 30 m'deki ortalama kayma dalgası hızı
w_n	Doğal su içeriği
γ	Birim hacim ağırlık
γ_n	Doğal birim hacim ağırlık
γ_s	Kayma birim yer değiştirme
ν	Poisson oranı
ξ	Sönümlenme oranı
ρ	Yoğunluk
σ'_m	Ortalama efektif örtü yükü
σ'_{v0}	Efektif örtü yükü

BÖLÜM 1

JEOLOJİK, JEOFİZİK ve GEOTEKNİK ARAŞTIRMALAR

1.1. ZEMİN ARAŞTIRMALARI

Zemin araştırmaları ulaşım projelerinde planlama, projelendirme ve inşaat metodolojisinin seçimine yönelik gerekli zemin/kaya özelliklerinin ve parametrelerinin belirlenmesini amaçlamaktadır. Araştırma programı jeolojik, jeofizik ve geoteknik etütleri kapsamaktadır. Bu araştırmalar aşağıdaki ana başlıklardan oluşmaktadır:

- Veri toplama ve değerlendirme
- Saha incelemesi
- Jeolojik haritalama
- Yeraltı araştırmaları
- Saha ve laboratuvar deneyleri
- Jeofizik araştırmalar
- Sismik değerlendirme
- Yeraltı suyu değerlendirmeleri

1.1.1. Veri Toplama ve Değerlendirme

Saha ile ilgili topoğrafik ve jeolojik haritalar, hava fotoğrafları ve yakında yapılmış etüt veya su sondajı verilerinin toplanıp değerlendirmesini kapsamaktadır.

1.1.2. Saha İncelemesi

Sahada gerçekleştirilecek araştırma incelemesi kapsamında sahanın heyelan, taşkın, kaya düşmesi, faylanma, çığ, bataklık, sıvılaşma ve karstik yapılaşma potansiyeli değerlendirilecektir. Ayrıca planlanacak sondaj çalışmaları için sahanın ulaşılabilirlik durumu belirlenecektir.

1.1.3. Jeolojik Haritalama

Mühendislik Jeolojisi Etüdü 1/1000 – 1/2000 ölçekli haritalar üzerinde yapılır. Mühendislik Jeolojisi Etüdü aşağıdaki konulara açıklık getirecektir (KGM, 2014):

- Jeolojik ve hidrojeolojik etütler aşamasında elde edilen verilerin mühendislik jeolojisi açısından özet yorumlanması
- Sahasal anlamda, jeolojik birimlerin litolojisi, rengi, dokusu, çimentolanması ve dayanımlarının niteliksel olarak açıklanması
- Ana süreksizliklerin konumu (eğim/eğim yönü), eklem takım sayısı, eklem aralıkları, eklem açıklıkları, eklem devamlılığı, eklem pürüzlülüğü, eklem dolgu malzemesinin cinsi ve özellikleri
- Ana süreksizlik sistemlerinin türü; fay (aktif, ölü, normal, yanal atımlı, ters), eklem, çatlak, uyumsuzluk, tektonik makaslama vb. mühendislik özelliklerinin niteliksel olarak belirlenmesi
- Birimlerin kütsel dayanım ve ayrışma dereceleri, çimentolanma derecesi
- Yol ana bileşenlerinin (tünel, köprü, yarma, dolgu vb.) duraylılığı üzerine etkili olabilecek su – süreksizlik – kil ilişkisinin ortaya çıkarılması
- Yarma/dolgu bazında yeterli tanımlamanın yapılması için yapısal jeolojiyi aydınlatacak yeterli sayıda süreksizlik ölçümü alınması
- Aktif/pasif kayma sahalarının alansal dağılımı ve öngörülen derinliği ile oluşum mekanizmalarının açıklanması ve haritalanması
- Yol bileşenlerini olumsuz yönde etkileyecek oturma, farklı oturma, sıvılaşma, taşıma gücü ve benzeri sorunlu alanların belirlenmesi
- Kıvrım fay vb. yapısal unsurların harita ve kesitlerde gösterilmesi
- Olası seçkilerin doğal ve yapay çevreye (tarihi, turistik, tarım, orman yerleşim vb. alanlara) etkisi

1.1.4. Yeraltı Araştırmaları

Zemin koşullarının belirlenmesi için, saha ve laboratuvar çalışmalarını içeren zemin araştırmaları yapılacaktır. Zemin araştırmalarının kapsamı, yapı ve bileşenlerinin özellikleri, jeolojik yapı ve zemin birimlerinin özellikleri, civar yapıların durumu, yeraltı suyu durumu ile bölgesel deprem özellikleri ve çevre koşulları dikkate alınarak planlanacak, yeterli sayı ve derinlikte sondaj kuyuları ve/veya muayene çukurları açılacak, gerekli arazi deneyleri yapılacak, örselenmiş ve örselenmemiş örnekler alınarak laboratuvar deneyleri gerçekleştirilecektir.

Yeraltı araştırmaları sondaj, örnek alımı, saha deneyleri, laboratuvar deneyleri, yeraltı suyu gözlemleri ve jeofizik araştırmalarını kapsamaktadır.

1.1.4.1. Sondajlar

Literatürde yer alan değişik şartname ve teknik dokümanlarda sondaj programı için (yerleşim ve derinlik) farklı öneriler yer almaktadır. Bu bölümde farklı kurumların teknik şartname ve önerileri verilmektedir. Proje müellifinin bu öneriler doğrultusunda, zemin profilinin heterojen / üniform oluşumunu ve üst yapı özelliklerini gözetererek söz konusu projeye özel sondaj programını hazırlaması beklenmelidir. Projenin ilk aşamasında jeofizik araştırmalar yapılarak, sondaj planlaması buna göre yapılabilir.

1.1.4.1.1. Tünel Sondajları

Sondaj Aralıkları ve Yerleşimi

FHWA (2009) değişik tünel tipleri için Tablo 1.1'deki sondaj aralıklarını önermektedir:

Tablo 1.1. Tünel için önerilen sondaj aralıkları (FHWA, 2009)

Tünel Tipi	Zemin / Kaya	Sondaj Aralığı
Aç-kapa tüneller	-	30 m – 100 m
Kaya tünelleri	Olumsuz kaya koşullarında	15 m – 60 m
	Olumlu kaya koşullarında	150 m – 300 m
Zemin tünelleri	Olumsuz zemin koşullarında	15 m – 30 m
	Olumlu zemin koşullarında	100 m – 150 m
Karışık kesitli tüneller	Olumsuz kaya koşullarında	8 m – 15 m
	Olumlu kaya koşullarında	15 m – 25 m

KGM (2014) ve TCDD (2015) tünel sondajlarının;

- Tünel yerindeki jeolojik-jeoteknik etütlerle belirlenen zayıf zonlarda (fay, birim kontağı vb.),
- Kaya kütle sınıflamasına veri toplamak amacı ile tünel giriş-çıkış portallerinde,
- Giriş çıkış yarma şevlerinde,
- Değişen her jeolojik birimde ve,
- Gerekli görülen diğer yerlerde planlanmasını önermektedir.

Sondaj Derinlikleri

KGM (2014) ve TCDD (2015) teknik şartnamelerine göre tünel sondajları; tünel kırmızı kotunun 20 m altına inecek ve tamamı karotlu olacak şekilde yapılacaktır. Şaftlarda sondaj boyunun planlanan shaft derinliğinin 1.5 katı alınması önerilmektedir (FHWA, 2009).

1.1.4.1.2. Köprü/Viyadük Sondajları

Sondaj Aralıkları ve Yerleşimi

KGM (2014) ve TCDD (2015) tarafından köprü ve viyadük sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterler tanımlanmıştır.

- Viyadük sondajları viyadük yapılması planlanan alanda, viyadüğün uzunluğuna ve yüksekliğine bağlı olarak yapılmalıdır.
- Köprü sondajlarında; olası temel yerleri belirlenerek jeolojik istiflenme, tektonik durum, yapısal özellikler vb. etmenlere bağlı olarak sondajlar yapılacaktır. Sondajlar; altgeçit ve üstgeçitlerde en düşük proje kotundan köprülerde ise talveg kotundan itibaren yapılacaktır.
- Açıklığı ve/veya ayak yüksekliği 40 m 'den fazla olan köprüler için mutlaka özel sondaj programı hazırlanıp derinlikleri onaylatılacaktır.

Köprü ve viyadük sondaj programı ile ilgili FHWA (2002) ayakların yüzeysel veya kazıklı temel olma durumunu dikkate alarak aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Yüzeysel Temeller: Temel eninin 30 m 'den küçük olduğu durumda her ayakta 1 adet, 30 m 'den büyük olduğu durumlarda 2 adet sondaj yapılmalıdır. Sondaj derinlikleri temel yüklerinin yarattığı ilave gerilmelerin zeminin efektif örtü yükünün %10 seviyesine düştüğü derinlik olarak alınır. Daha sığ derinliklerde kayaya rastlanması durumunda kayada 3 m ilerlenip sondaja son verilebilir. Bu durumda kayadaki yatay/yataya yakın süreksizlerin bir oturma sorunu yaratıp yaratmayacağı değerlendirilmelidir. Sondajlar tüm yumuşak/yüksek derecede sıkışabilir zemin katmanlarını geçerek taşıyıcı özellikte zemin katmanlarına ulaşmaya kadar devam etmelidir.
- Derin temeller: Temel boyutlarının 30 m 'den küçük olduğu durumda her ayakta 1 adet, 30 m 'den büyük olduğu durumlarda 2 adet sondaj yapılmalıdır. Sondaj derinliği (öngörülen kazık boyu + 6 m) veya (öngörülen kazık boyu + $2 * L_g$) değerlerinden büyük olan derinlik olarak alınmalıdır. Burada; L_g : kazık grubunun planda uzun olan kenarıdır.

Kazıklı temel uygulamasının gerekebileceği durumlarda, sondaj derinliği kazık taşıma gücü ve oturma hesaplamalarını yapmaya olanak sağlayacak şekilde seçilecektir.

Derin kazılarda sondajlar kazı tabanından kazı derinliğinin en az yarısı kadar derinliklere inecektir.

Sondaj Derinlikleri

KGM (2014) ve TCDD (2015) tarafından köprü ve viyadük sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterler tanımlanmıştır.

- İlk yapılacak iki sondaj, pilot sondajlar olarak planlanmalı ve derinlikleri kaya ortamlarda en az 30 m, zeminlerde 60 m olarak yapılmalıdır. 30 m derinlikten önce kayaya girildiğinde sondaj derinliği 30 m 'den az olmamak koşulu ile kaya içinde 7.5 m karotlu olarak ilerlenip sondaj bitirilmelidir.
- Kaya ortama girildiği andan itibaren sondaj derinliği 10 m 'den az olmamak koşulu ile kayada 5 m ilerlenerek sondaja son verilecektir. Ancak fay, kırık, karstik boşluk vb. yapısal unsurların araştırılması durumunda kontrol mühendisinin onayı alınarak arttırılabilecektir.
- Sıkışma potansiyeli yüksek, taşıma gücü zayıf ($SPT-N < 10$) olan zeminlerde sondajlar en az 40 m derinliğe kadar yapılacaktır.
- $10 \leq SPT-N \leq 20$ olan zemine girildiği andan itibaren sondaj derinliği 40 m 'den az olmamak koşulu ile bu ortamda en az 10 m ilerlenerek sondaja son verilecektir.

- $20 < \text{SPT-}N < 40$ olan kil, silt, kum ve çakıllı bir zemine girildiği andan itibaren sondaj derinliği 30 m 'den az olmamak koşulu ile bu zeminde 10 m ilerlenerek sondaja son verilecektir.
- $\text{SPT-}N \geq 40$ olan kil, silt, kum ve çakıllı bir zemine girildiği andan itibaren sondaj derinliği 20 m 'den az olmamak koşulu ile bu zeminde 7.5 m ilerlenerek sondaja son verilecektir.
- Molozlu, bloklu bir ortama girildiği andan itibaren sondaj derinliği 15 m 'den az olmamak koşulu ile molozlu, bloklu ortamda 7.5 m ilerlenerek sondaja son verilecektir.

NOT: Orjinal referansta SPT enerji düzeyi ile ilgili bir yorum yoktur. SPT- N değerlerinin N_{60} olarak yorumlanması önerilmektedir.

1.1.4.1.3. Yarma/Dolgu Sondajları

Sondaj Aralıkları ve Yerleşimi

FHWA (2002) yarma sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Sondajlar yarma boyunca zemin koşullarına göre 60 m (değişken) – 120 m (üniform) aralıklarla yapılmalıdır.
- Kritik noktalarda (maksimum yarma yüksekliği, yumuşak zeminin kalın olduğu yerler vb.) yarma en kesiti boyunca 3 adet ilave sondaj yapılmalıdır.

TCDD (2015) yarma sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Yarmalarda, yarma derinliğinin en fazla olduğu lokasyonda en az bir adet sondaj yapılması esastır.
- 300 m 'den uzun yarmalarda ise her 300 m 'de bir adet sondaj yapılması esastır ancak zemin şartlarına ve arazi ulaşım koşullarına bağlı olarak sahada bulunan kontrol mühendisi tarafından gerekçeleri ayrıntıları ile ortaya konulmak suretiyle sondaj aralığı arttırılıp / azaltılabilecek ve yerleri değiştirilebilecektir.

FHWA (2002) dolgu sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Dolgu orta ekseni boyunca zemin koşullarına göre 60 m (değişken) – 120 m (üniform) aralıklarla yapılmalıdır.
- Kritik noktalarda (maksimum dolgu yüksekliği, sorunlu zeminin kalın olduğu yerler vb.) dolgu enkesiti boyunca 3 adet ilave sondaj yapılmalıdır.
- Köprü yaklaşım dolgularında en az bir adet sondaj yapılacaktır.

KGM (2014) dolgu sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Dolgularda sondaj dolgunun üzerinde inşa edileceği taban zemininin özelliklerine göre belirlenecektir.
- Dolgu yüksekliği 5 m 'den fazla ($H \geq 5$ m) olan dolgularda sondaj yapılacaktır.

TCDD (2015) dolgu sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Dolgularda her 300 m 'de bir adet sondaj yapılması esastır ancak zemin şartlarına ve arazi ulaşım koşullarına bağlı olarak sahada bulunan kontrol mühendisi tarafından gerekçeleri ayrıntıları ile ortaya konulmak suretiyle sondaj aralığı arttırılıp / azaltılabilecek ve yerleri değiştirilebilecektir.
- Sondaj aralığı dolgularda 500 m 'yi geçmeyecektir.
- Dolgularda, sondaj derinliği kaya ortama girildiğinde fay, kırık, karstik boşluk v.b. yapısal unsurların araştırılması durumunda kontrol mühendisinin onayı alınarak arttırılabilecektir.

EN-1997-2 (2007) yarmalar ve dolgular için sondaj aralıklarının 20 - 200 m aralığında seçilmesini öngörmektedir.

Sondaj Derinlikleri

FHWA (2002) yarma sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Minimum sondaj derinliği yarmanın en düşük kırmızı kotunun 5 m altına inecek şekilde planlanmalıdır.
- Eğer yarma tabanı yeraltı suyu seviyesinin altında ise, sondaj tabanının altındaki geçirgen tabakanın derinliğini belirleyecek şekilde uzatılmalıdır.
- Sondaj derinlikleri anakayaya girilmediği sürece dolgu yüksekliğinin 2 katı olarak planlanmalıdır.
- Sondajlar tüm yumuşak/yüksek derecede sıkışabilir zemin katmanlarını geçerek taşıyıcı özellikte zemin katmanlarına ulaşıncaya kadar devam etmelidir.

KGM (2014) yarma sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Yarma derinliği 5 m'den fazla ($H \geq 5$ m) olan yarmalarda en yüksek yarma şevinin (1Y:1D) araziye kestiği yerden 5 - 10 m geride yol kırmızı kotunun 5 m altına inecek şekilde planlanması önerilmiştir.

EN-1997-2 (2007) yarma sondajlarının kırmızı kotu en az 2 m altına inecek şekilde ve $0.4H$ (H : maksimum yarma yüksekliği) değerinden daha derin olmasını öngörmektedir.

KGM (2014) dolgu sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Tüm dolgu sondajları 10 m 'den kısa olmayacaktır.
- Sondaj derinliği killi, siltli, ince taneli $SPT-N \leq 10$ zeminlerde dolgu yüksekliğinin 3 katı olarak yapılacaktır. Ancak sondaj derinliği 50 m 'yi geçmeyecektir.
- Sondaj killi siltli ince taneli zeminde ve $10 \leq SPT-N \leq 20$ ise sondaj derinliği dolgu yüksekliğinin 1.5 katı olacaktır.
- Sondaj killi siltli ince taneli ve $SPT-N \leq 20$ zemin koşullarında ilerlerken; 4 kez arka arkaya $SPT-N \geq 20$ koşulunu sağlaması halinde, ya da zeminin değişip iri taneli kum-çakıl, blok, kaya v.b. zeminlere girilmesi durumunda, 4 kez arka arkaya $SPT-N \geq 30$ koşulunu sağlaması halinde sondaja son verilecektir.
- Dolgu taban zemininin çakıl ve bloklu malzemeden oluştuğu ortamlarda dolgu yüksekliği kadar veya dolgunun çok yüksek olması halinde ($H \geq 20$ m) 20 m yapılacaktır.
- Dolgu taban zemininin kil, silt, kum, çakıl, blok tabakalarından oluştuğu ortamlarda ise sondaj derinliği dolgu yüksekliğinin 1.5 katı olacaktır. Ancak dolgu yüksekliğinin fazla olması halinde ($H \geq 20$ m) 30 m olacaktır.
- Kaya ortamlarda ise aktif fay, karstik boşluk v.b. süreksizlikler için araştırma gerekmiyorsa sondaj derinliği 10 m olacaktır.
- Üstte alüvyon, altta kaya bir birimin olması halinde sondaj derinliği 10 m 'den az olmamak koşulu ile kaya içerisinde 5 m ilerlenip sondaja son verilecektir.
- Kontrol mühendisinin gerekli görmesi halinde sondaj derinlikleri değiştirilebilir.

NOT: Orjinal referansta SPT enerji düzeyi ile ilgili bir yorum yoktur. SPT-N değerlerinin N_{60} olarak yorumlanması önerilmektedir.

EN-1997-2 (2007) dolgu sondajları derinliğinin 6 m'den az olmamak koşuluyla maksimum dolgu yüksekliğine eşit olmasını önermektedir.

1.1.4.1.4. Dayanma Yapıları Sondajları

Sondaj Aralıkları ve Yerleşimi

FHWA (2002) dayanma yapıları sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Her yapıda en az bir adet sondaj yapılacaktır.
- 30 m 'den uzun duvarlarda sondaj aralıkları zemin koşullarına göre 30 m ila 60 m arasında değişken alınacak ve birbirini takip eden sondajlar duvarın önünde ve arkasında şaşırtmalı olarak yerleştirilecektir.
- Ankrajlı duvarlarda ankraj kök bölgelerinde yine 30 – 60 m aralıklarla ilave sondajlar yapılacaktır.
- Zemin çivili duvarlarda duvar yüksekliğinin 1.0 – 1.5 katı gerisinde 30 m – 60 m aralıklarla ilave sondajlar yapılacaktır.

Sondaj Derinlikleri

FHWA (2002) dayanma yapıları sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Sondajlar duvar tabanından 1.0 – 2.0 duvar yüksekliği kadar veya anakayada 3 m derinliklere inecek şekilde planlanacaktır.
- Sondajlar tüm yumuşak/yüksek derecede sıkışabilir zemin katmanlarını geçerek taşıyıcı özellikte zemin katmanlarına ulaşınca kadar devam etmelidir.

1.1.4.1.5. Heyelan Sondajları

TCDD (2015) heyelan sondajları ile ilgili aşağıdaki kriterleri önermektedir:

- Heyelanlarda sondaj; heyelanın tipi, konumu, jeolojik yapı ve büyüklüğüne bağlı olarak kontrol mühendisinin görüşleri doğrultusunda uygun sayı ve derinliklerde jeoteknik parametreleri ortaya çıkaracak yöntemler kullanılarak gerçekleştirilecektir.
- Sondajlar jeolojik yapıyı, heyelan sınırlarını yeraltısuyu ve değişimini kayma yüzeyi derinliği ile kayma yüzeyinde mobilize olan dayanım parametrelerini belirleyecek yer ve derinliklerde olmalıdır.
- Heyelan sondajlarına karar verilmeden önce heyelan potansiyeli taşıyan alanlarda detaylı jeolojik, jeomorfolojik çalışmalar yapılarak muhtemel kayma yüzeyleri belirlenmelidir.
- Heyelanlarda sondaj derinliklerini, jeolojik yapı ve kayma yüzeyi belirler. Sondaj derinlikleri belirlenen ana kayma yüzeyinin en az 10 m altına kadar devam edecektir.

1.1.4.1.6. Zayıf Zemin Sondajları

TCDD (2015) 'ye göre yeraltısuyunun yüzeye çok yakın olduğu, taşıma gücü ve oturma probleminin beklendiği zayıf zemin geçişlerinde sondaj derinliği ($SPT-N \leq 8$) 30 m 'den az olmamak koşulu ile $SPT-N > 8$ olan ortama girildikten sonra en az 15 m ilerlenerek sondaja son verilecektir. Sondajın herhangi bir seviyesinde kaya ile karşılaşılması durumunda kaya içerisinde en az 5 m ilerlenerek sondaja son verilecektir

1.1.4.2. Örnek Alma

Sondaj kuyularında zemin koşulları ile uyumlu ve proje gereksinimlerini karşılayacak şekilde uygun aralıklarla örselenmiş ve örselenmemiş zemin/kaya örnekleri alınacaktır.

Sondaj kuyularında, her cins zeminden, Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) sırasında örselenmiş örnekler alınacaktır. Yeraltı su düzeyi altında, iri daneli veya plastik olmayan silt zeminlerde, SPT kaşığından yeterli miktarda örselenmiş örnek elde edilemiyorsa, ağzına zemin tutucu takılmış (sepet-basket tipi) özel tüpler ile incesi yıkanmamış örselenmiş örnekler alınacaktır.

Sondaj kuyularında, kohezyonlu zeminlerden, etki derinliği içinde her zemin tabakasının mühendislik özelliklerini belirlemeye yeterli olacak sayıda örselenmemiş örnek alınacaktır. Örselenmemiş zemin örnekleri, zeminin kıvamına uygun olarak ve ince cidarlı (alan oranı=et kalınlığı/iç tüp alanı<10 %) ve iç çapı en az 76 mm olan tüp veya pistonlu tüp kullanılarak alınacaktır. Ayrıca araştırma çukurları ve hendeklerden, uygun şekilde kesilip alınan bloklardan da örselenmemiş örnekler hazırlanabilecektir.

Kaya sondajlarında karotiyer ve vidye tipi, litolojik birimlerin özelliklerine göre seçilecek ve karotların çapı en az NX (54 mm) veya NQ (47.6 mm) olacaktır.

1.1.4.3. Laboratuvar Deneyleri

Yarmanın içinde açılacağı, dolgu tabanını veya temel altını oluşturan birimin **zemin** özellikleri taşıması durumunda aşağıdaki laboratuvar deneyleri yapılmalıdır:

Fiziksel özelliklerin tayinine yönelik olarak (sınıflandırma deneyleri):

- Doğal su içeriği (w_n) (örselenmemiş numunelerde)
- Doğal birim hacim ağırlık (γ_n) (örselenmemiş numunelerde)
- Elek analizi ve pipet/hidrometre
- Atterberg limitleri
- Özgül ağırlık (G_s)

Dayanım ve deformasyon parametrelerinin tayinine yönelik olarak:

- Üç eksenli basınç deneyi (ince taneli kil, silt vb. zeminler için)
Kısa dönem için konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli deneyi: UU
Uzun dönem için konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli deneyi: CU (boşluk suyu basıncı ölçümlü)
- Direk kesme deneyi (kum, seyrek ince çakıllı zeminler için)
- Serbest basınç deneyi (suya doymuş kil, silt zeminler için)
- Veyn deneyi (suya doymuş kil, silt, zeminler için)

Yarma tabanında şişme özelliklerinin tayinine yönelik olarak şişme basıncı ve şişme yüzdesinin tayini deneyleri yapılacaktır.

Zeminde iç-yapı göçme potansiyeli öngörülüyor ise odometre-göçme deneyleri yapılacaktır.

Sıkışabilir zeminler için sıkışma özelliklerinin tespitine yönelik olarak odometre (konsolidasyon) deneyleri yapılarak aşağıdaki zemin parametreleri belirlenmelidir:

- Doğal boşluk oranı (e_0)
- Hacimsel sıkışma katsayısı (m_v)
- Düşey konsolidasyon katsayısı (C_v)
- Sıkışma indisi (C_c)
- Yeniden sıkışma indisi (C_r)
- Aşırı konsolidasyon oranının (AKO)

Konsolidasyon oturmasının azaltılması / hızlandırılması için yatay drenajın sağlanması amacıyla zemin iyileştirme yöntemi (düşey dren, taş kolon vb.) öngörülen projelerde yatay konsolidasyon deneylerine ihtiyaç duyulabilecektir.

Sorunlu zeminlerde (sıvılaşma, şişme, göçme, yumuşama, hassas killer vb.) ilk 15 m'den alınan tüm örnekler üzerinde sınıflandırma deneyleri (pipet/hidrometre dahil) yapılacaktır.

Dolgu malzemeleri üzerinde sıkıştırma (standart veya modifiye Proctor) ve CBR (Kaliforniya taşıma gücü oranı) deneyleri yapılacaktır.

Yarmanın içinde açılacağı, dolgu tabanını veya temel altını oluşturan birimin **kaya** özellikleri taşıması durumunda aşağıdaki laboratuvar deneyleri yapılmalıdır:

Dayanım (mukavemet) tayinine yönelik:

- Nokta yükleme deneyi
- Tek eksenli basınç deneyi
- Üç eksenli basınç deneyi
- Kesme kutusu deneyi
- Brezilya çekme dayanımı deneyi

Dayanıklılık deneyleri:

- Suda dağılmaya karşı dayanıklılık deneyi
- Donma-çözülme deneyleri

1.1.4.4. Saha Deneyleri

Zemin ortamında yaygın olarak kullanılan saha deneyleri aşağıda sıralanmıştır:

- Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)
- Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)
- Piezokon Deneyi (CPTu)
- Arazi Veyn Deneyi (VST)
- Dilatometre Deneyi (DMT)
- Presiyometre Deneyi (PMT)

Kaya ortamında yüksek basınç kapasiteli presiyometre ve dilatometre deneyleri ile plaka yükleme deneyleri uygulanmaktadır.

1.1.4.5. Jeofizik Araştırmalar

Jeofizik araştırmalar kapsamında jeoelektrik, sismik, mikrotremör, gravite, manyetik ve nükleer yöntemler kullanılmaktadır. Bu yöntemler yüzey ölçümleri ve kuyu içi ölçümleri şeklinde uygulanabilmektedir.

Jeofizik araştırmalar ile aşağıdaki özelliklerin belirlenmesini amaçlamaktadır:

- Ana kaya derinlik ve devamlılığının araştırılması,
- Jeolojik tabakalanmanın belirlenmesi (tabaka derinlik ve kalınlıkları),
- Yeraltı suyu tablasının tespiti
- Aşırı çatlaklı/kırıklı zonların ve fay zonlarının tespiti
- Anakaya topoğrafyasının belirlenmesi (yüksekliler, depresyonlar ve fay düşümleri)
- Kum, çakıl, organik zemin mercleklerinin tespiti
- Erime boşluklarının tespiti

Jeofizik araştırmalar kapsamında en yaygın olarak kullanılan deneyler sismik-kırılma ve elektrik-rezistivite ölçümü yöntemleridir.

Sismik kırılma yönteminde zeminin enine (S dalgası) ve boyuna (P dalgası) hızları (sırasıyla V_s ve V_p) ölçülmektedir. S dalga hızları küçük birim deformasyonları ortamında zeminin rijitliğini yansıtmakta ve deformasyon modülü değeri ile korele edilmektedir. S dalga hızı kullanılarak zemin-kaya cinsi ve dayanımları ile ilgili değerler türetilmektedir.

Elektrik-rezistivite ölçümleri sonucu ise zemin-kaya kütlesi içerisinde lokal olarak mevcut farklılıkların tespiti yapılabilmektedir (kil içerisinde kum-çakıl merclekleri veya karstik boşluklar gibi).

AASHTO (2017) belirlenmesi öngörülen özellikler için en uygun yöntemleri aşağıdaki şekilde önermektedir:

- Ana kaya derinlik ve devamlılığının araştırılması: Sismik kırılma, elektrik rezistivite ve geo-radar
- Jeolojik tabakalanma: Sismik kırılma
- Yeraltı suyu tablası: Sismik kırılma, elektrik rezistivite ve geo-radar
- Aşırı çatlaklı/kırıklı zonlar ve fay zonları: Elektrik rezistivite
- Anakaya topoğrafyası: Sismik kırılma, gravimetrik metodlar
- Kum, çakıl, organik zemin merccekleri: Elektrik rezistivite
- Erime boşlukları: Elektrik rezistivite ve geo-radar

Kuyu içi sismik dalga yayılımı teknikleri de yaygın olarak kullanılan jeofizik yöntemlerdir (çapraz kuyu sismik ölçümleri vb.).

1.1.4.6. Yeraltı Suyu Araştırmaları

Bu araştırmalar kapsamında güzergah projeleri için geçilen bölgelerin bir hidrojeolojik etüdü yapılacaktır. Bu etüdün içeriği aşağıda özetlenmiştir (KGM, 2014):

“Jeolojik etüt aşamasında elde edilen verilerin hidrojeolojik açıdan özet yorumu; deniz, göl, dere, kaynak, ve yağış sularının - yeraltı suyu ile ilişkisi; jeolojik birimlerin litolojik özelliklerine göre hidrolik geçirgenlik (k , m/s), gözeneklilik; kaynak, sızıntı ve ıslak alanların dağılımı; yeraltısuyu tablası derinliğinin genel anlamda verilmesi; güzergah alternatiflerini etkileyen drenaj sistemlerinin açıklanması”.

Bu genel araştırmaya ek olarak yeraltı suyu karakteristikleri ile ilgili aşağıdaki çalışmaların da yapılması gereklidir:

- Yeraltı suyu seviyesinin tespiti ve mevsimsel değişimleri
- Tünek sularının lokasyonu
- Akiferlerin lokasyonu
- Artezyen basınçları
- Profili oluşturan birimlerin hidrolik geçirgenlik katsayıları
- Yeraltı suyunun kimyasal özellikleri ve agresif minerallerin tespiti

Sondaj kuyusu içinde yapılacak ölçümlerle yeraltı su seviyesi belirlenecektir. Etüt derinliği içinde kohezyonlu ve kohezyonsuz birden fazla tabaka ve/veya su taşıyıcı katman (akifer) seviyesinin bulunması durumunda, yeraltı suyu düzeyinin veya basıncının ölçülmesi için standart piyezometrelerden yararlanılması uygun olacaktır.

Yeraltı suyundaki basınçlar piyezometreler kullanılarak ölçülmektedir. Zemin ve kayaların geçirgenlik katsayıları arazi ve laboratuvar deneyleri ile belirlenmektedir. Arazi deneyleri uygulamaları düşen seviyeli, sabit seviyeli permeabilite deneyleri, paker deneyleri ve pompaj deneylerini kapsamaktadır.

Her durumda sondaj kuyusundaki gözlemler ve ölçümler yeraltı suyu düzeyinin kuyuda dengeye ulaşmasına yetecek kadar tercihen 12 ay veya daha uzun bir süre ile devam ettirilmelidir. İnşaat aşamasında gözlemler sürdürülmeli, yapının yeraltı suyuna hassasiyeti dikkate alınarak gözlemler servis süresince de devam ettirilmelidir.

1.2. Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Yerel zemin sınıflarının tanımlanması için kayma dalgası hızı V_s , SPT darbe sayısı N ve kohezyonlu zeminler için c_u değerleri belirlenecektir.

1.2.1. Dayanım Parametreleri

Deprem etkisi altında ulaşım yapılarının temellerinin tasarımı, yerel zemin sınıflarının tanımlanması ve dayanma yapıları ile şevlerin analizlerinde kullanılacak zemin parametrelerinin belirlenmesinde aşağıdaki esaslara uyulacaktır:

- Değerlendirmelerde yükleme hızı ve saha zeminlerinin geçirimsizlik koşullarına göre belirlenecek drenajlı veya drenajsız koşullarla uyumlu dayanım parametreleri kullanılacaktır.
- Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımı değeri ve kohezyonsuz zeminlerde efektif dayanım parametreleri kullanılacaktır.
- Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için geçerli olmak üzere, deprem etkileri altındaki boşluk suyu basınçlarının belirlenebilmesi durumunda, efektif gerilme parametreleri kullanılarak da analizler yapılabilecektir.

Kayalar için en az tek eksenli basınç dayanımı (q_u), jeolojik dayanım indisi (GSI) değerleri vb. kaya kütle sınıflandırma parametreleri kullanılarak uygun dayanım parametreleri belirlenecektir.

1.2.2. Deformasyon Parametreleri

Zeminlerde dalga yayılımını etkileyen dolayısıyla deprem yükleri altında zemin davranışını kontrol eden parametreler maksimum kayma modülü (G_{maks}), titreşimlerin sönümlenme oranı (ξ), Poisson oranı (ν) ve birim hacim ağırlığıdır (γ). Bu parametrelerden, Poisson oranı ve birim hacim ağırlığın zemin davranışını etkileme derecesi önemli boyutta olmayıp, kayma modülü ve sönümlenme oranı deprem durumundaki zemin davranışını domine etmektedir.

Küçük birim deformasyonlara karşıt gelen kayma modülü (G_{maks} [kN/m^2]) doğrudan sismik etütler sonucu elde edilen kasma dalga hızı (V_s [m/sn]) değerinden Denklem 1.1 kullanılarak hesaplanır. Burada; ρ : zeminin yoğunluğu [ton/m^3] olup Denklem 1.2 'den elde edilmektedir.

$$G_{maks} = \rho V_s^2 \quad (\text{Denklem 1.1})$$

$$\rho = \gamma(kN/m^3)/9.807 \quad (\text{Denklem 1.2})$$

Maksimum kayma modülünün sismik etüt verileri olmadığı durumlarda zeminin SPT ve CPT dirençlerine bağlı korelasyonlar yardımıyla belirlenmesi mümkün olmaktadır. Tablo 1.2 'de kayma modülü korelasyonları verilmektedir. Burada; P_a : atmosferik basınç, q_c : konik penetrasyon deneyi uç direnci, σ'_m : zeminin ortalama efektif örtü yükü ve k_p : zeminin plastisite indisine bağlı katsayıdır.

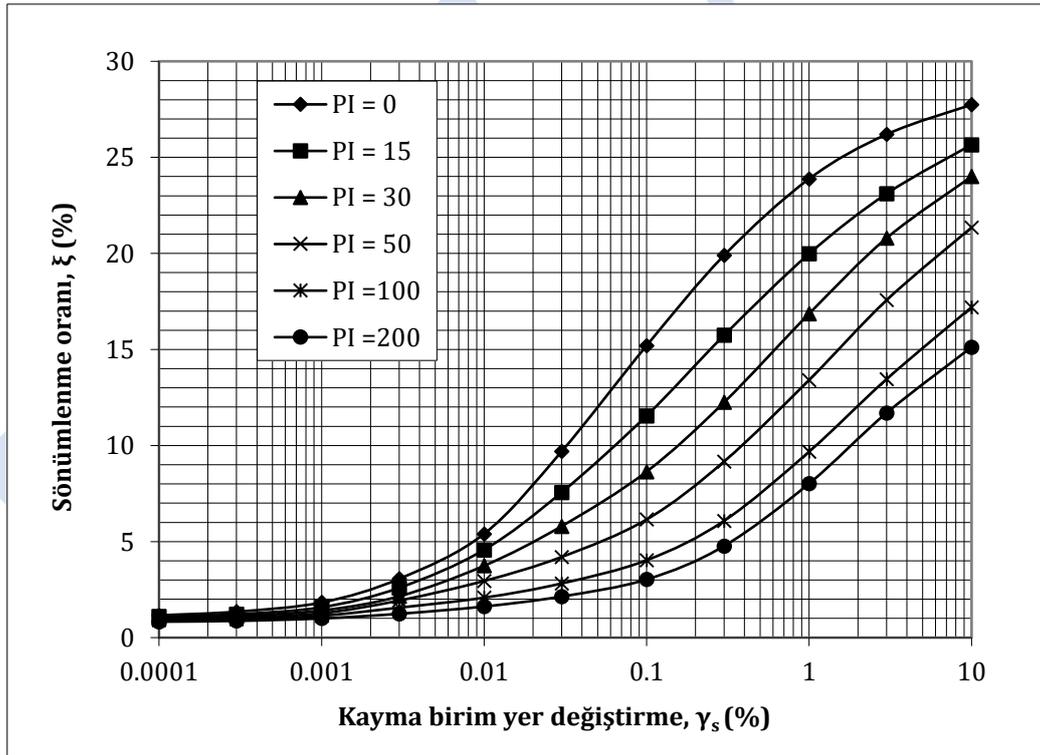
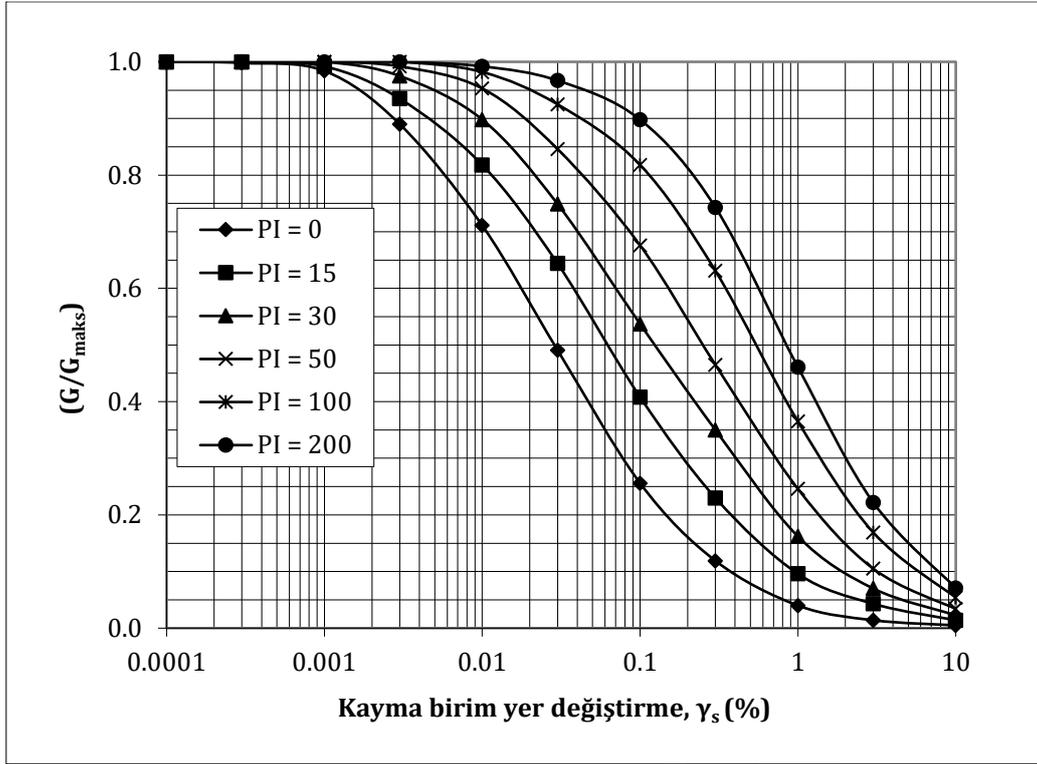
Maksimum kayma modülü ve sönümlenme oranı deprem esnasında oluşan kayma birim deformasyonlarına bağlı olarak değişmektedir. Bu değişim için Vucetic ve Dobry (1991) tarafından önerilen killi zeminler için ve EPRI (1993) tarafından kumlu zeminler için davranışlar sırasıyla Şekil 1.1 ve Şekil 1.2 'de gösterilmektedir. 1 atmosfer çevre basıncı altındaki killi ve plastik olmayan kumlu zeminler için Darendeli (2001) tarafından önerilen ilişkiler sırasıyla Şekil 1.3 ve Şekil 1.4 'te verilmiştir. Farklı çevre basıncı altındaki killi ve plastik ince dane içeriğine sahip kumlu zeminler için de benzer ilişkiler de aynı çalışma içerisinde sunulmuştur. Sahaya özel zemin davranış analizleri ve dinamik zemin-yapı etkileşimi analizlerinde, deprem dalgalarının zemin profili içinde yayılımı sırasında oluşan kayma birim şekil değiştirmesi ile uyumlu kayma modülü ve eşdeğer histeretik sönüm katsayısı kullanılacaktır (TBDY (2018) Bölüm 16.5.2 Doğrusal Olmayan Serbest Zemin Modeli ve Deprem Analizi).

Tablo 1.2. Maksimum kayma modülü korelasyonları

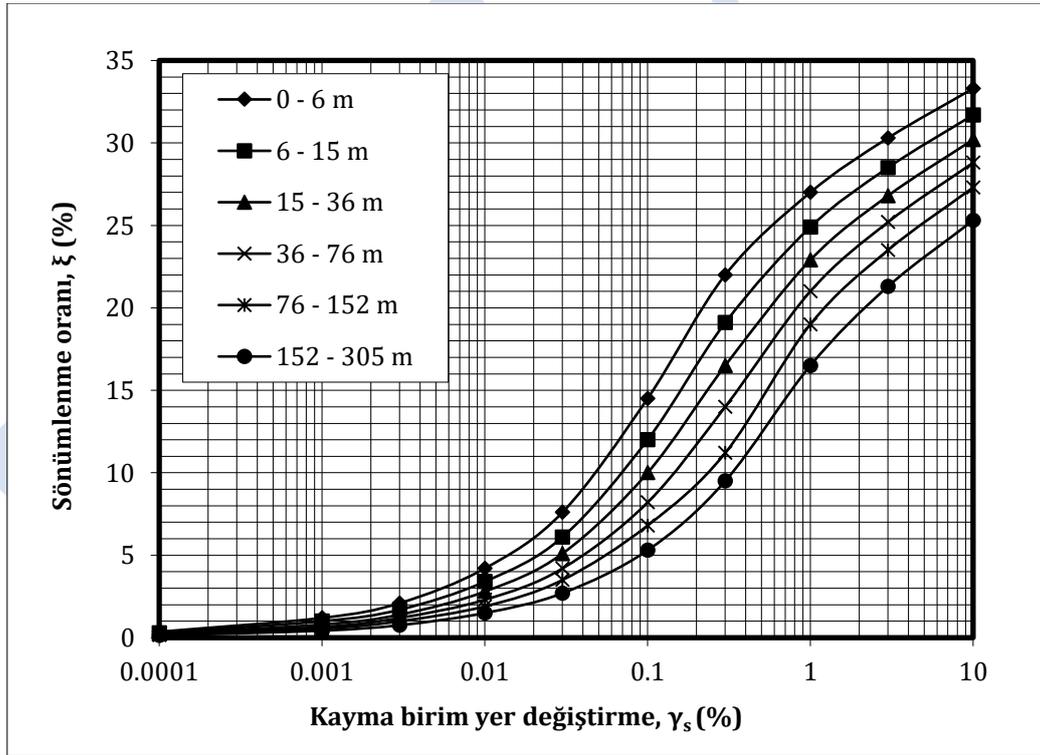
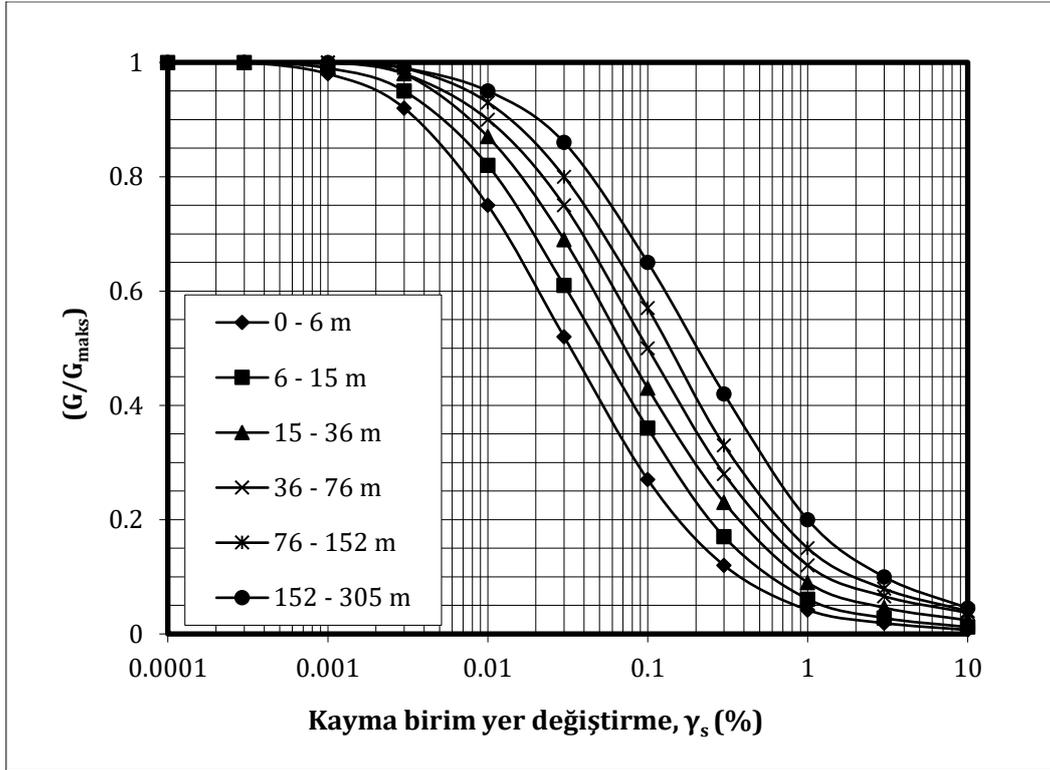
Kaynak	Korelasyon	Birim	Notlar ve Sınırlandırmalar
Seed vd. (1986)	$G_{maks} = 220K_2(\sigma'_m)^{1/2}$ $K_2 = 20(N_{1,60})^{1/3}$	kN/m ²	- Çok gevşek kumlar için $K_2 = 30$, çok sıkı kumlar için $K_2 = 75$, sıkı iyi derecelendirilmiş çakıllar için $K_2 = 80 - 180$ alınabilmektedir. - Sadece kohezyonsuz zeminler için kullanılabilir.
Imai ve Tonouchi (1982)	$G_{maks} = 15.56(N_{60})^{0.68}$	kN/m ²	Sadece kohezyonsuz zeminler için kullanılabilir.
Hardin (1978)	$G_{maks} = \frac{625}{(0.3 + 0.7e_0^2)} (P_a \sigma'_m)^{0.5} AKO^{k_p}$	kN/m ²	Sadece kohezyonlu zeminler için kullanılabilir.
Jamiolkowski vd. (1991)	$G_{maks} = \frac{625}{e_0^{1.3}} (P_a \sigma'_m)^{0.5} AKO^{k_p}$	kN/m ²	Sadece kohezyonlu zeminler için kullanılabilir.
Mayne ve Rix (1993)	$G_{maks} = 99.5(P_a)^{0.305} (q_c)^{0.695} / (e_0)^{1.13}$	kN/m ²	Sadece kohezyonlu zeminler için kullanılabilir.

Not: P_a , q_c ve σ'_m kN/m² cinsinden olup; k_p katsayısı platisite indisine (PI) bağlı olarak aşağıdaki şekilde seçilecektir.

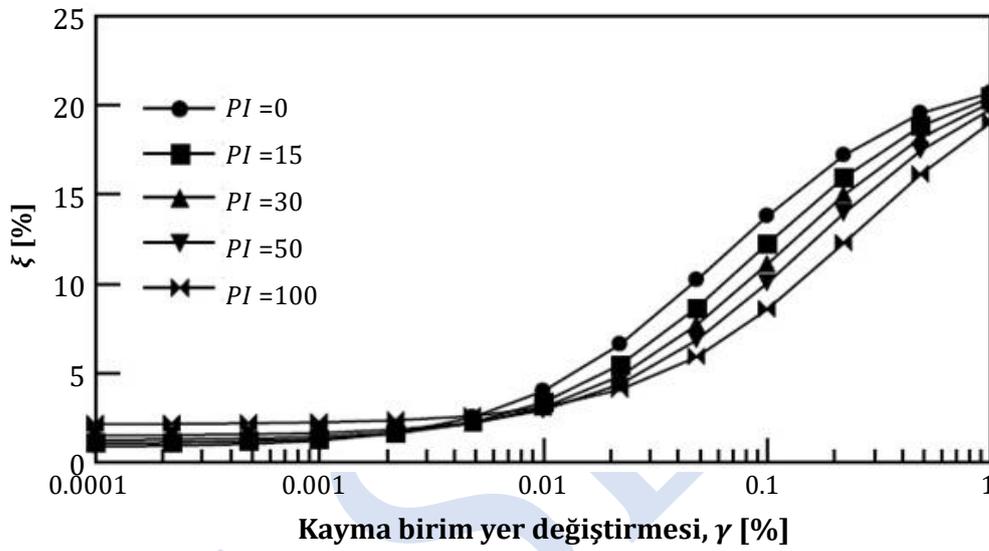
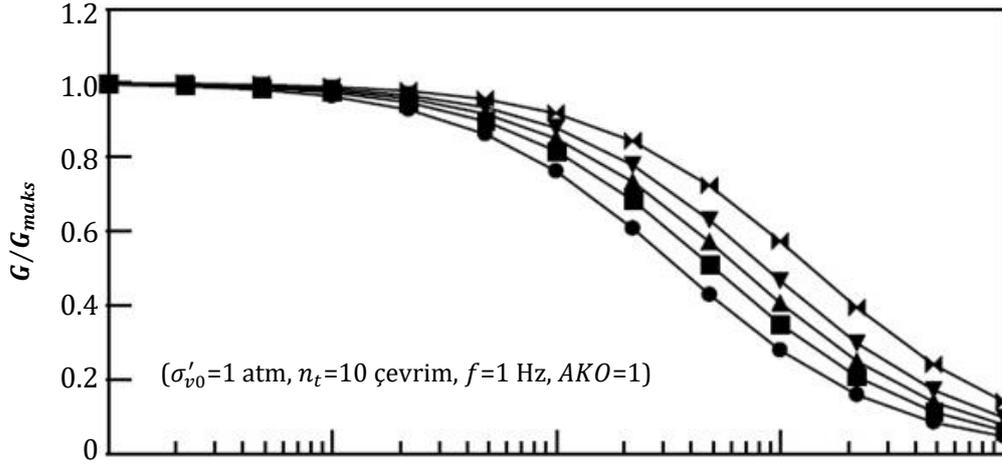
PI	k_p
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
>100	0.50



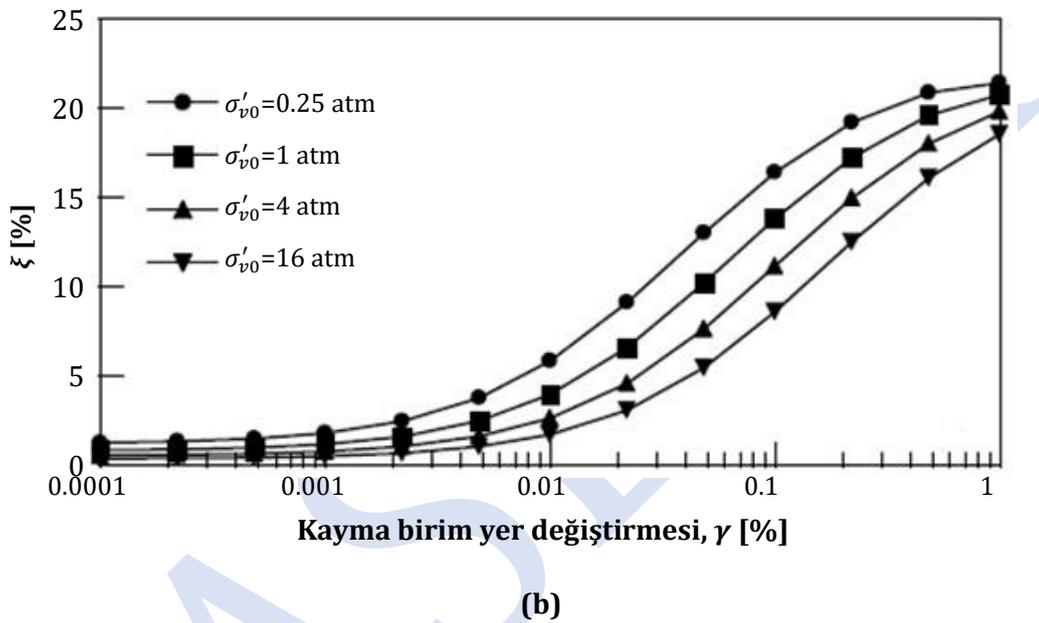
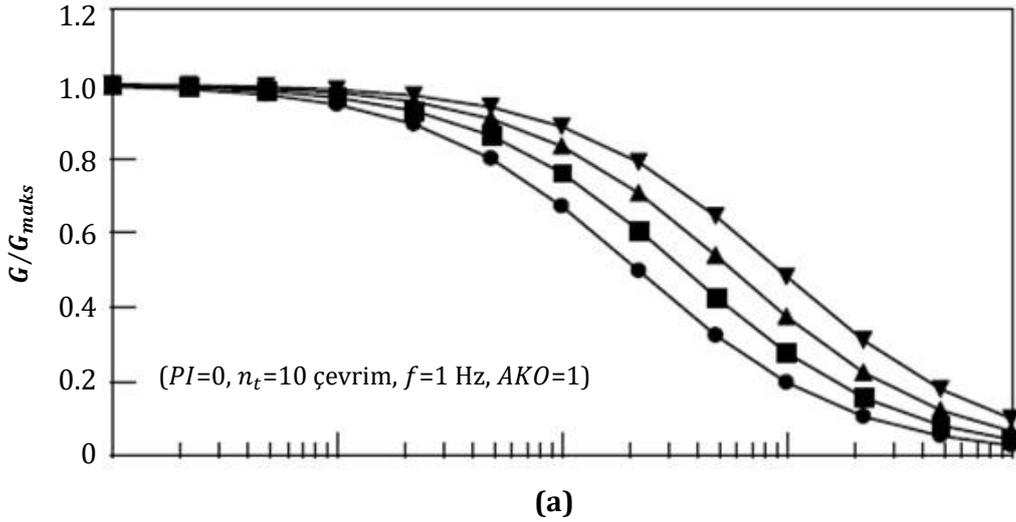
Şekil 1.1. Killer için (a) kayma modülü oranı ve (b) sönümlenme katsayısı oranlarının kayma birim yer değiştirmesine bağlı davranışı (Vucetic ve Dobry, 1991)



Şekil 1.2. Kumlar için (a) kayma modülü oranı ve (b) sönümlenme katsayısı oranlarının kayma birim yer değiştirmesine bağlı davranışı (EPRI, 1993)



Şekil 1.3. Killer ($\sigma'_{v0}=1$ atm) için (a) kayma modülü oranı ve (b) sönümlenme katsayısı oranlarının kayma birim yer değişmesine bağlı davranışı (Darendeli, 2001)



Şekil 1.4. Kumlar ($PI = 0$) için (a) kayma modülü oranı ve (b) sönümlenme katsayısı oranlarının kayma birim yer değiştirmesine bağlı davranışı (Darendeli, 2001)

1.3. Yerel Zemin Sınıflarının Belirlenmesi

TBDY (2018) Bölüm 2 'ye göre deprem tasarım spektrumlarının tanımlanmasında esas alınacak yerel zemin sınıfları, bu Bölüm'e göre yapılacak zemin araştırmaları ile belirlenecektir. ZA, ZB, ZC, ZD ve ZE olarak tanımlanan diğer yerel zemin sınıflarının belirlenmesi için, bu sınıflara ilişkin özellikler Tablo 1.3 'te verilmiştir. Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler, ZF sınıfı zeminler olarak sınıflandırılmıştır. Bu sınıftaki zeminlere ilişkin tanımlar Tablo 1.3 'ün son satırında verilmiştir.

Tablo 1.3 'te verilen zemin parametreleri, zemin profilinin temel veya kazık başlığı alt kotundan itibaren aşağıya doğru en üst 30 m kalınlığındaki kısmı için belirlenecektir. Birbirinden belirgin şekilde farklı zemin ve kaya tabakalarını içeren zemin profillerinde üst 30 m 'deki tabakalar, yeteri kadar alt tabakaya ayrılarak en üstte $i = 1$ ve en altta $i = n$ olacak şekilde sıralanacaktır. Üst 30 m'deki ortalama kayma dalgası hızı $(V_s)_{30}$, ortalama standart penetrasyon darbe sayısı $(N_{60})_{30}$ ve ortalama drenajsız kayma dayanımı $(c_u)_{30}$ Denklem 1.3, Denklem 1.4 ve Denklem 1.5 ile hesaplanacaktır.

Tablo 1.3. Yerel Zemin Sınıfları (TBDY, 2018)

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe / 30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kN/m ²]
ZA	Sağlam, sert kayalar	>1500	-	-
ZB	Az ayrıışmış, orta sağlam kayalar	760 - 1500	-	-
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrıışmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 - 760	>50	>250
ZD	Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 - 360	15 - 50	70 - 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak - katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w_n > \%40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller	<180	<15	<70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaştırılabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, 4) Çok kalın (>35m) yumuşak veya orta katı killer.			

$$(V_s)_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{V_{s,i}} \right)} \quad (\text{Denklem 1.3})$$

$$(N_{60})_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{N_{60,i}} \right)} \quad (\text{Denklem 1.4})$$

$$(c_u)_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{c_{u,i}} \right)} \quad (\text{Denklem 1.5})$$

Burada; h_i değeri (i) numaralı alt tabakanın kalınlığını [m], $V_{s,i}$, $N_{60,i}$ ve $c_{u,i}$ değerleri ise, sırası ile, aynı alt tabakanın kayma dalgası hızını [m/s], standart penetasyon deneyi darbe sayısını [darbe/30 cm] ve drenajsız kayma dayanımını [kN/m²] göstermektedir.

Yüzeysel temellerde, temel taban kotu ile kaya üst kotu arasında kalınlığı 3 m 'den fazla zemin bulunması durumunda ZA ve ZB sınıfı tanımlaması yapılmayacaktır.

1.4. Zemin ve Temel Etüt Raporları

Zemin ve Temel Etüt Raporları, zemin araştırmaları sonuçlarının sunulacağı *Veri Raporu* ve tasarıma yönelik olarak hazırlanacak *Geoteknik Rapor* 'dan oluşacaktır.

Veri Raporu, arazi ve laboratuvarında gerçekleştirilmiş zemin araştırmalarından elde edilen verilerin sunulduğu rapordur. Bu rapor kapsamında, bölgenin jeolojik yapısı ve proje sahasının jeolojik özellikleri, araştırma sondajları ve muayene çukuru logları, zemin kesitleri ve yeraltı su

seviyesi, arazi ve laboratuvar deneyleri sonuçları, jeofizik araştırma bulguları vb. zemin araştırma sonuçları sunulacaktır.

Geoteknik Rapor, statik, dinamik ve deprem etkileri göz önüne alınarak, arazi zemin modelinin oluşturulduğu, zemin tabakaları için geoteknik tasarım parametrelerinin verildiği, temel tipleri seçimine ilişkin seçeneklerin irdelendiği, mühendislik analizleri ve değerlendirmeleri ile geoteknik tasarıma ilişkin önerilerin sunulduğu rapordur. Geoteknik raporun içeriğine ilişkin açıklamalar aşağıda verilmiştir:

(a) Veri raporunda sunulan arazi zemin araştırmaları bulguları değerlendirilerek, arazi zemin modeli oluşturulacak, sorunlu zeminlerin varlığı, yapı yükleri ve deprem etkisi altında zemin tabakalarının davranışı irdelenecek, yapının ve temellerinin tasarımına ilişkin geoteknik tasarım parametreleri verilecektir.

(b) Yapı özellikleri ve beklenen performans düzeyi ile uyumlu temel sistemi seçilecek, taşıma gücü ile kısa ve uzun süreli zemin yer değiştirme-oturma değerleri verilecek, bu kapsamda zeminlerin şişme davranışı, net temel basınçları ve olası kaldırma kuvvetleri dikkate alınacaktır.

(c) Zemin iyileştirme ve/veya güçlendirmesine gereksinim duyulması halinde, olası yöntemler irdelenecek, önerilen yöntemle ilişkin uygulama esasları tanımlanacak, iyileştirilmiş zemin için hedeflenen zemin özellikleri, temellerin taşıma gücü ve yer değiştirme değerleri verilecektir.

(d) Geçici veya kalıcı temel kazılarında uygulanacak iksa sistemlerinin tasarımı için gereken zemin parametreleri verilecektir. Şev duraysızlığı tehlikesi olan eğimli arazilerde inşa edilecek yapılar için, kazı ve inşa adımları dikkate alınarak, şev duraylılık analizleri yapılacak ve kaymaya karşı alınacak uygun önlemler belirlenecektir.

KAYNAKLAR

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2017) "LFRD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications", Pub. Code: LRFDTUN-1, Washington DC, Amerika.
- Darendeli, M. B. (2001). "Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves", Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin, 394 syf.
- EN-1997-2 (2007). "Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 2: Ground Investigation and Testing", The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.
- EPRI (1993). "Guidelines for Determining Design Basic Ground Motions", Elastic Power Research Institute Report No: TR-102293 Appx 7.A "Modelling of Dynamic Soil Properties".
- FHWA-IF-02-034 (2002). "Geotechnical Engineering Circular No5_Evaluation of Soil and Rock Properties" US Department of Transportation Federal Highway Administration.
- FHWA-NHI-01-031 (2002). "Subsurface Investigations – Geotechnical Site Characterization", US Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- FHWA-NHI-10-034 (2009). "Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Element," US Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Hardin, B. O. (1978). "The Nature of Stress-Strain Behaviour for Soils. Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics", ASCE, Pasadena, 19-21 Haziran 1978, 3-89.
- Imai, T. ve Tonouchi, K. (1982). "Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus", Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, syf: 24- 27.
- Jamiolkowski, M., Leroueil, S. ve LoPresti, D. C. F. (1991). "Design Parameters from Theory to Practice", Proc. Geo-Coast '91, Yokohama, Japonya.
- Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı (2014). "Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi", Ankara.
- Mayne, P. W. ve Rix, G. J. (1993). " G_{mu} - q_c Relationships for Clays", Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, No. I, syf.: 54-60.
- Seed, H., Wong, R., Idriss, I. ve Tokimatsu, K. (1986). "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils", J. Geotech. Eng., ASCE, 112 (11), syf.: 1016-1103
- TBDY (2018). "Türkiye Binalar için Deprem Yönetmeliği: Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar", Türkiye Cumhuriyeti, Ankara.
- TCDD (Türkiye Cumhuriyeti Devlet Demiryolları) İşletmesi Genel Müdürlüğü Etüt Proje ve Yatırım Dairesi Başkanlığı (2015), "Demiryolu Güzergah Jeolojik – Jeoteknik – Geoteknik Etütlerinin Yapılmasına Ait Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi", Ankara.
- Vucetic, M. ve Dobry, R. (1991). "Effect of Soil Slasticity on Cyclic Response", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No 1, syf.: 89-107.

BÖLÜM 2 - Simgeler

a	Yer ivmesi
C_1	Ampirik Newmark yer değiştirme hesabı korelasyon katsayısı
d	Kalıcı yer değiştirme
d_{es}	Esnek kütle kabulüne göre hesaplanan ortalama yer değiştirme
d_r	Rijit kütle kabulüne göre hesaplanan ortalama yer değiştirme
E_t	Göçmeye zorlayan etkilerin toplamı
F_{PGA}	PGA için yerel zemin etki katsayısı
F_1	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
GS	Güvenlik sayısı
k_h	Yatay eşdeğer deprem katsayısı
k_{maks}	Maksimum deprem katsayısı
k_v	Düşey eşdeğer deprem katsayısı
k_y	Yenilme eşdeğer deprem katsayısı ($GS=1.0$)
PGA	Maksimum yer ivmesi
PGV	Maksimum yer hızı
R_t	Göçmeye karşı koyan etkiler ve dirençlerin net toplamı
S_1	1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
T_r	Deprem tekerrür periyodu
T_s	Zemin profilinin doğal periyodu
t	Zaman
α	Şev yüksekliği azaltım katsayısı
β	İvme tepki spektrumu şekil katsayısı
β_s	Şev açısı
γ_{Rk}	Kaymaya karşı gerekli minimum güvenlik sayısı
δ_T	Topoğrafik büyütme katsayısı

BÖLÜM 2

DEPREM ETKİSİ ALTINDA ŞEVLERİN DURAYLILIĞI

2.1. Genel

Doğal ya da yapay şevlerin üzerinde ve yakınında inşa edilecek tüm ulaşım yapılarının, dolgu ve yarmaların deprem seviyeleri altında ilgili deprem seviyesi ile uyumlu performans beklentilerini sağladığının tahkik edilmesi gereklidir.

Yapısal elemanlarla destekli şevlerde (örneğin: esnek duvarlar veya kazıklarla destekli şevler, ankrajlı veya çivili şevler vb.) zemin ve yapısal elemanların görece rijitlik farklarının dikkate alındığı zemin-yapı etkileşimi analizlerinin yapılması gerekir.

Şevlerin duraylılık analizinde zemin cinsine uygun bir göçme modeli kabul edilerek, zemin veya kaya kütlelerinin dengesi araştırılır. Bir şevin toptan göçmeye karşı güvenliğinin olması için Denklem 2.1'de verilen koşul sağlanacaktır. Burada; R_t : göçmeye karşı koyan etkiler ve dirençlerin net toplamı, E_t : göçmeye zorlayan etkilerin toplamı ve γ_{Rk} : 1.1 'e eşit kaymaya karşı gerekli minimum güvenlik sayısıdır (GS) (TBDY, 2018).

$$\frac{R_t}{E_t} \geq \gamma_{Rk} \quad (\text{Denklem 2.1})$$

2.2. Deprem Duraylılık Analizleri

Deprem etkisi altında şev stabilitesi değerlendirmeleri: i) eşdeğer deprem katsayısı kullanılarak ($k_h \neq 0$ ve $k_v = 0$) eşdeğer (psüdo) statik analiz yöntemi (NCHRP, 2008a) veya; ii) frekans veya zaman uzayında gerçekleştirilecek dinamik davranış analizleri ile yapılmalıdır. Şev stabilitesinin limit denge analiz yöntemi ile değerlendirilmesi sırasında sıvılaşmamış zemin birimleri için statik zemin kayma dayanımı parametreleri geçerlidir. Büyük depremlerde ($M_w > 7.5$) zemin dayanımında tekrarlı yükler altında %10 mertebesinde bir azalma olabilmektedir (NCHRP, 2008b).

Bu bölümde tanımlanan analiz yöntemleri zemin sıvılaşması / yumuşaması gibi mekanizmalarla dayanım kaybı olmayan zeminler için verilmektedir. Sıvılaşma / yumuşama ile ilgili değerlendirmeler Bölüm 3'te sunulmuştur.

2.3. Şev Duraylılığı Analizlerinde Kullanılacak Deprem Düzeyleri

Şev duraylılığı değerlendirmelerinin DD-2 ve DD-1 depremleri için yapılır. Burada; DD-2: 50 yılda %10 aşılma olasılığı olarak tanımlanan (tekrarlanma periyodu, $T_r = 475$ yıl) deprem yer hareketi düzeyi ve DD-1: 50 yılda %2 aşılma olasılığı (tekrarlanma periyodu, $T_r = 2475$ yıl) olarak tanımlanan deprem yer hareketi düzeyidir. Şev duraylılığı analizlerinde, her iki deprem düzeyi için de $GS = 1.1$ 'in altında kalması durumunda kalıcı şev yer değiştirmeleri oluşur. Yapının önemi ve deprem düzeyi değerlendirilerek, Bölüm 2.5'de tariflenen şekilde kalıcı şev yer değiştirmeleri hesaplanarak, Tablo 4.18'de DD-1 ve DD-2 için tariflenen performans limitleri ile kıyaslanmalıdır.

2.4. Eşdeğer Statik Limit Denge Analiz Yöntemi

Deprem etkisinde şev duraylılık kontrolü, eşdeğer statik limit denge analizleri veya sonlu elemanlar/farklar vb. yöntemler kullanılarak zaman alanında gerçekleştirilecek dinamik davranış analizleri ile yapılabilir.

Deprem esnasında zemin dayanım kaybı olmadığı durumlarda da deprem kayma gerilmeleri altında zemin yenilebilmekte ve şev stabilite sorunları ortaya çıkmaktadır. Zemin dayanım kaybı olup olmadığına bakılmaksızın eşdeğer statik analizlerde hedef güvenlik sayısı 1.1'dir. Eğer

stabilite bozukluğu sınılaşmadan kaynaklanıyor ise akma veya yanal yayılma mekanizmaları değerlendirilmeli, Bölüm 3'te tariflenen koşullar altında olası etkileri analiz edilmelidir.

Yatay eşdeğer deprem katsayısı (k_h) şev stabilitesi analizlerinde deprem etkisini yansıtmak amacıyla kullanılan deprem durumundaki ortaya çıkan ortalama ivmeyi temsil etmektedir. k_h değeri deprem performans kriterine, tasarım yer hareketine ve şev yüksekliğine bağlı olup Denklem 2.2 ile hesaplanmaktadır.

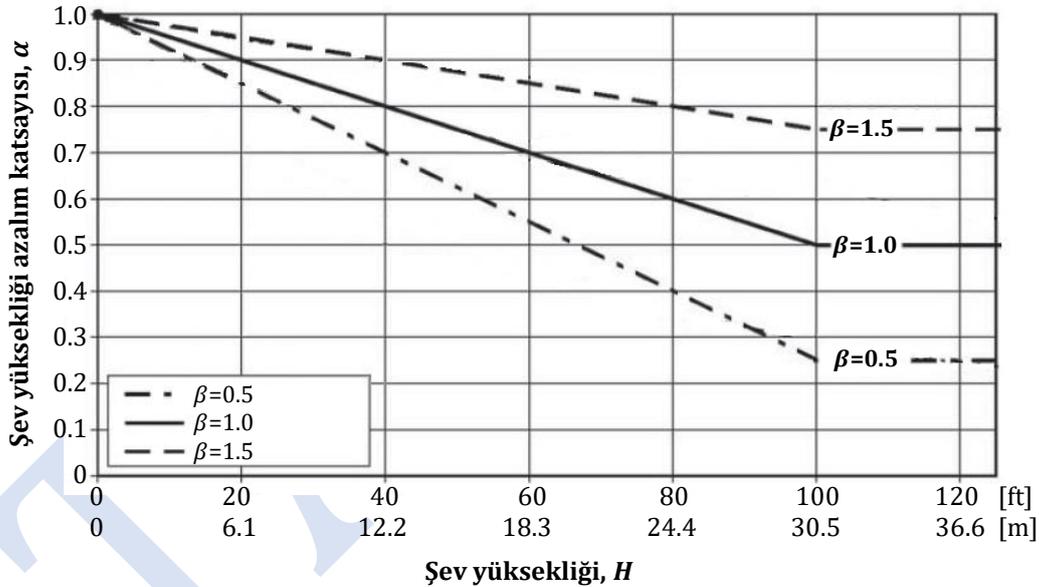
$$k_{maks} = F_{PGA} \times (PGA/g) \quad (\text{Denklem 2.2a})$$

$$k_h = 0.5 \times \alpha \times k_{maks} \quad (\text{Denklem 2.2b})$$

$$\alpha = 1 - 0.0328H(1 - 0.5\beta) \quad (\text{Denklem 2.2c})$$

$$\beta = F_1 S_1 / k_{maks} \quad (\text{Denklem 2.2d})$$

Burada; k_{maks} : potansiyel yenilme kütesindeki maksimum deprem katsayısı, H : şev yüksekliği [m], α : şev yüksekliği azalım katsayısı, β : ivme tepki spektrumu şekil katsayısı, PGA : maksimum yer ivmesi (TBDY, 2018), F_{PGA} : PGA için yerel zemin etki katsayısı (Tablo 2.1), F_1 : 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı (Tablo 2.2) ve S_1 : 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı (TBDY, 2018). Şev yüksekliği azalım katsayısı (α) değerinin şev yüksekliği (H) ile olan ilişkisi Şekil 2.1'de verilmiştir.



Şekil 2.1. Şev yüksekliği azalım katsayısı - şev yüksekliği ilişkisi (NCHRP, 2008a)

Denklem 2.2b'deki 0.5 katsayısı limit denge analizlerinde maksimum deprem katsayısının %50'sinin kullanıldığı anlamına gelmektedir. Bu katsayı kullanılarak yapılan limit denge analizleri sonucunda elde edilen güvenlik sayıları $GS \geq 1.1$ olması durumunda şevde deprem sonrası ortaya çıkacak kalıcı yer değiştirmeler 1 - 2 inç mertebesinde kalmakta ve şevde stabilite sorunu olmadığına işaret etmektedir. Bu nedenle uygulamada maksimum deprem katsayısının %50'si kullanılmakta ve $GS \geq 1.1$ sağlandığında şevin duraylı olduğu kabul edilmektedir.

İki boyutlu topoğrafik düzensizliklerin bulunduğu şevlerde (örneğin, uzun vadilerde, yüksekliği 30 m'den yüksek olan tepelerde) ve olası göçme yüzeyinin şev tepesine yakın olarak geçtiği durumlarda k_h değerine topoğrafik büyütme faktörü (δ_T) uygulanacaktır. Topoğrafik büyütme etkisi, şev açısı $\beta_s \leq 15^\circ$ olan şevlerde ihmal edilebilir; taç (tepe) genişliği taban genişliğinden

daha küçük olan sırtlarda şev açısı $\beta_s \geq 30^\circ$ olan şevlerde $\delta_T = 1.4$, daha küçük şev açılarında ise $\delta_T = 1.2$ olarak kullanılacaktır. Olası göçme yüzeyinin tabana yakın olarak geçtiği potansiyel heyelan bölgelerinde ise ihmal edilebilir (EN 1998-5, 2004).

Düşey eşdeğer deprem katsayısının (k_v), şev duraylılığına önemli bir etkisi olmadığı nedeniyle dikkate alınmayacaktır (NCHRP, 2008a).

Tablo 2.1. PGA değerleri için yerel zemin etki katsayısı, F_{PGA} (NEHRP, 2015)

Yerel Zemin Sınıfı	$PGA \leq 0.1g$	$PGA = 0.2g$	$PGA = 0.3g$	$PGA = 0.4g$	$PGA = 0.5g$	$PGA \geq 0.6g$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.3	1.2	1.1	1.1
ZE	2.4	1.9	1.6	1.4	1.2	1.1
ZF	18/3/2018 tarihli ve 30364 sayılı Resmi Gazete’de yayımlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği’nde belirtildiği şekilde sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.					

Tablo 2.2. 1.0 saniye periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı, F_1 (TBDY, 2018)

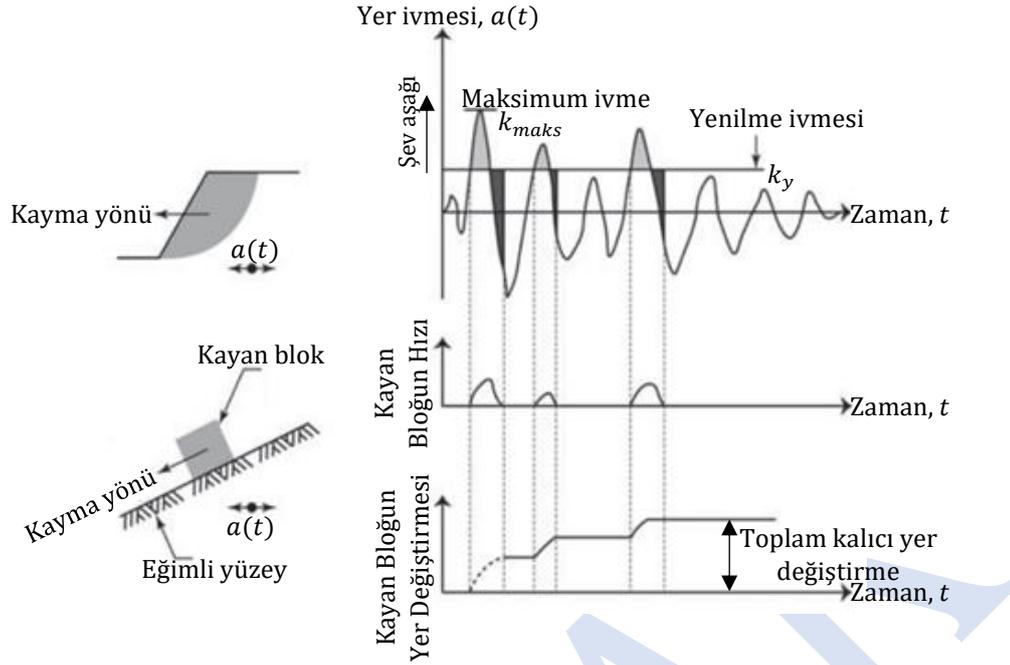
Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır (TBDY, 2018-Bölüm 16.5)					

2.5. Deprem Sonrası Kalıcı Yer Değiştirme Bazlı Analizler

Şevlerde deprem etkisi altında artan kayma gerilmelerinin zeminin kayma dayanımını aşması durumunda zeminde yer değiştirmeler gerçekleşmektedir.

Şevdeki kalıcı yer değiştirmeler tasarım deprem kaydı kullanılarak Şekil 2.2’de gösterilen Newmark kayan rijit blok yöntemi ile hesaplanır. Tasarım deprem kaydındaki yer ivmesinin k_y değerini aştığı zaman dilimlerinde yer değiştirmeler oluşmaktadır. Deprem süresince bu yer değiştirmeler birbirine eklenerek deprem sona erdiğinde toplam bir kalıcı yer değiştirme hesaplanmaktadır. Burada; k_y : yenilme eşdeğer deprem katsayısıdır ($GS=1.0$).

Hesaplanan kalıcı yerdeğiştirmeler Tablo 4.18’de verilen yanal deplasman performans kriterleri ile kıyaslanarak ilgili deprem düzeyi için istenen performans koşulunun sağlandığı teyit edilir.



Şekil 2.2. Newmark kayan blok analiz yöntemi

Newmark kayan blok analizi yaklaşımı esaslı olarak birçok araştırmacı tarafından önerilen ampirik korelasyonlar ile de deprem durumundaki kalıcı yer değiştirmeleri tahmin etmek mümkündür. Bu yöntemlerden bazıları aşağıda verilmiştir.

Martin ve Qiu (1994) Korelasyonu

Martin ve Qiu (1994) Denklem 2.3 'ü önermiştir.

$$\log d = -1.51 - 0.74 \log(k_y/k_{maks}) + 3.27 \log(1 - (k_y/k_{maks})) - 0.80 \log(k_{maks}) + 1.59 \log(PGV) \quad (\text{Denklem 2.3})$$

Burada; d : kalıcı yer değiştirme (inç), k_y : yenilme eşdeğer deprem katsayısıdır ($GS=1.0$), k_{maks} : kayan bloktaki maksimum deprem katsayısı (Denklem 2.2a) ve PGV : maksimum yer hızı (inç/sn) olup Denklem 2.4 'ten elde edilmektedir. Bu korelasyon Şekil 2.3 'te gösterilmiştir.

$$PGV = 0.3937 \times 10^{0.434C_1} \quad (\text{Denklem 2.4a})$$

$$C_1 = 4.82 + 2.16 \log S_1 + 0.013[2.30 \log S_1 + 2.93]^2 \quad (\text{Denklem 2.4b})$$

Saygılı ve Rathje (2008) Korelasyonu

Saygılı ve Rathje (2008) deprem durumunda sığ ve sert zemin koşullarda rijit blok davranışı gösteren kalıcı yer değiştirme Denklem 2.5 ile hesaplanacaktır (Şekil 2.4).

(Denklem 2.5)

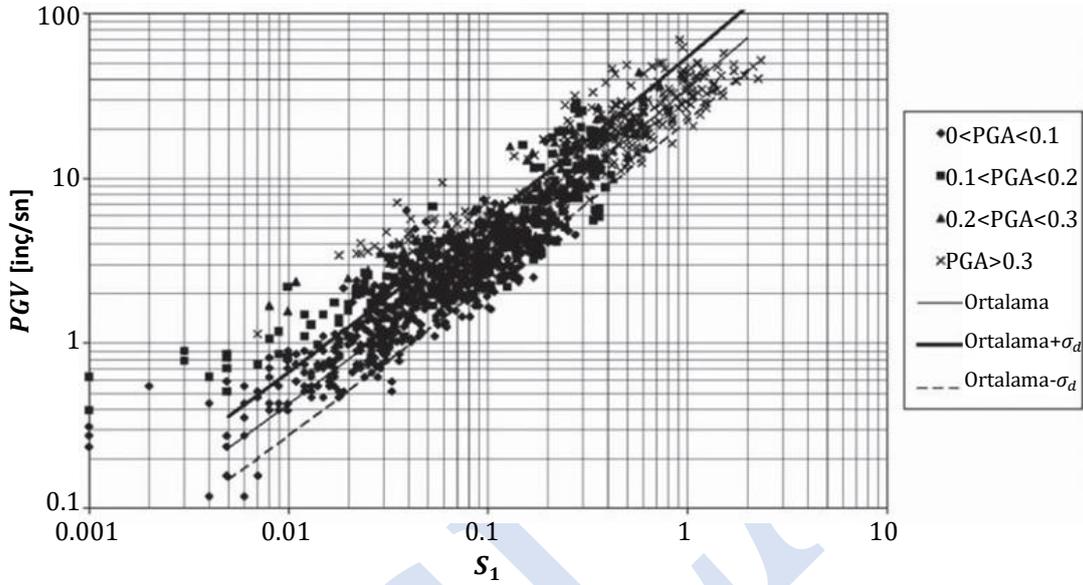
$$\ln d_r = 5.52 - 4.43 \left(\frac{k_y}{k_{maks}} \right) - 20.39 \left(\frac{k_y}{k_{maks}} \right)^2 + 42.61 \left(\frac{k_y}{k_{maks}} \right)^3 - 28.74 \left(\frac{k_y}{k_{maks}} \right)^4 + 0.72 \ln(k_{maks})$$

Burada; d_r : rijit kütle kabulüne göre hesaplanan ortalama yer değiştirme, k_y : yenilme eşdeğer deprem katsayısıdır ($GS=1.0$) ve k_{maks} : kayan bloktaki maksimum deprem katsayısıdır (Denklem 2.2a).

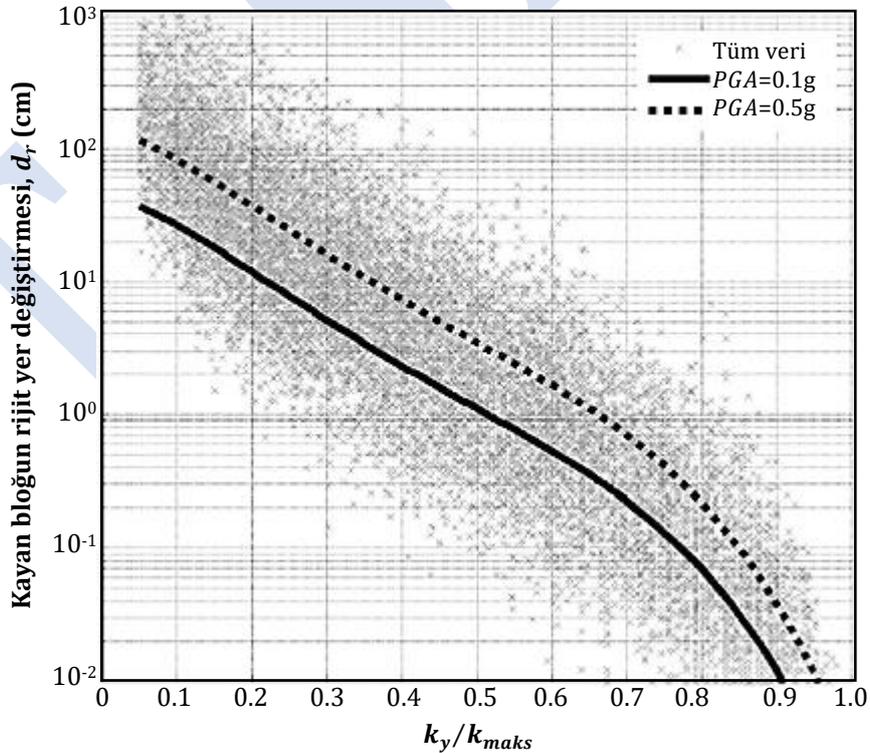
Rathje ve Antonakos (2011) deprem durumunda derin ve yumuşak zemin kütlelerinde şevdeki kalıcı yer değiştirmelerin tahmini için esnek kütle kavramını önermiştir. Bu kütlelerin yer değiştirme tahminleri Denklem 2.6 kullanılarak yapılabilmektedir.

$$\ln d_{es} = \begin{cases} \ln d_r + 1.42T_s & T_s \leq 0.5 \\ \ln d_r + 0.71 & T_s > 0.5 \end{cases} \quad (\text{Denklem 2.6})$$

Burada; d_{es} : esnek kütle kabulüne göre hesaplanan ortalama yer değiştirme ve T_s : zemin profilinin doğal periyodudur.



Şekil 2.3. PGV - S_1 ilişkisi (NCHRP, 2008a)



Şekil 2.4. Kayan bloğun rijit yer değiştirmesi ile k_y/k_{maks} ilişkisi (Saygılı ve Rathje, 2008)

2.6. Heyelan Önlem Yöntemleri

Stabilite hesapları sonucunun, deprem durumunda şev stabilitesine yönelik yeterli güvenliğin olmadığına işaret etmesi durumunda şev göçmelerine karşı önlem almak gerekecektir. Alınacak önlem ortamın zemin veya kaya olmasına bağlıdır.

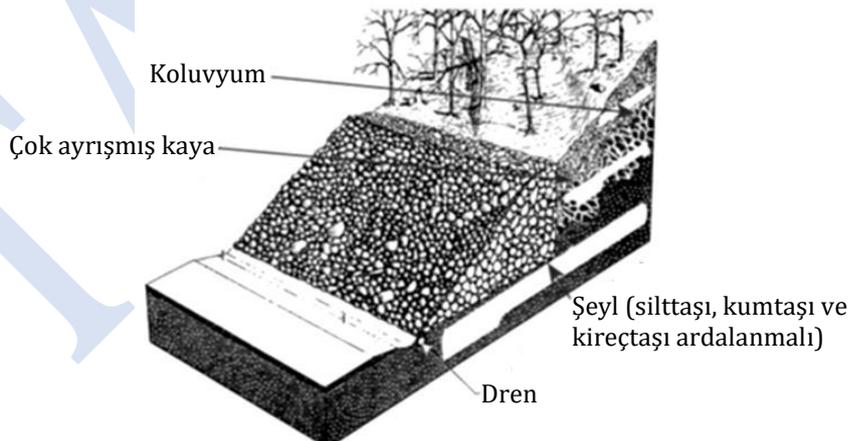
2.6.1. Zeminlerde Alınacak Önlemler

Zeminlerde alınacak başlıca önlemler aşağıda sıralanmıştır:

- Sorunun elimine edilmesi:* Güzergah değişikliğinin mümkün olduğu durumlarda problemlili sahadan uzaklaşmak en rasyonel yaklaşımdır. Bu alternatif mümkün değil ise stabil olmayan kütlenin kısmen veya tamamen sıyrılması değerlendirilmelidir.
- Heyelana tetikleyen etkenlerin azaltılması:* Heyelan tacında kazılar, şev yatırmaları, şevlerin palyelendirilmesi, yüzeysel ve derin drenaj önlemleri ve dolgularda hafif dolgu malzemelerinin kullanımı değerlendirilmelidir.
- Heyelana direnen etkenlerin artırılması:* Bu yöntemde heyelan topuğunda heyelana direnen bir kuvvet uygulanması veya kayma yüzeyinde zemin dayanımını arttırıcı önlemler alınmasıdır.

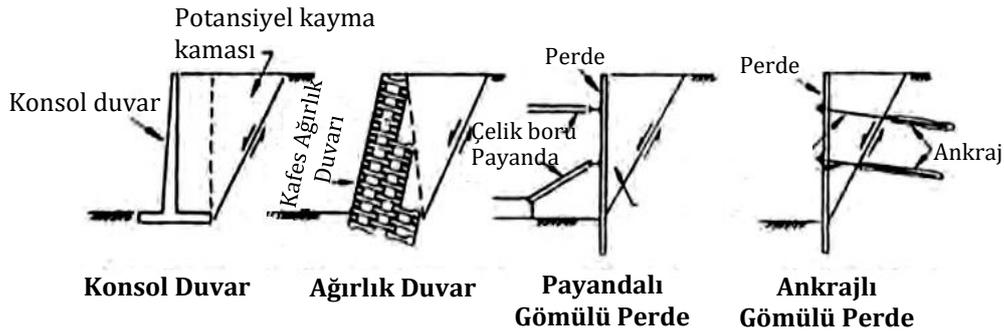
Heyelan topuğunda teşkil edilmiş bir kaya payanda örneği (Şekil 2.5) direnen kuvvetleri arttırıcı tipik bir önlem uygulamasıdır.

Yine heyelan topuğunda stabiliteyi arttırıcı içten ve dışarıdan destekli dayanma yapılarına örnekler Şekil 2.6' da gösterilmektedir. Dışarıdan destekli sistemler konsol ve ağırlık tipi dayanma duvarları; payandalı ve ankrajlı gömülü perdelerdir. İçten destekli sistemlere örnek olarak zemin çivileri ve donatılı toprak duvarlar verilebilir. Heyelanı tetikleyen etkenlerin azalmasına tipik bir drenaj önlemi Şekil 2.7'de gösterilmektedir.

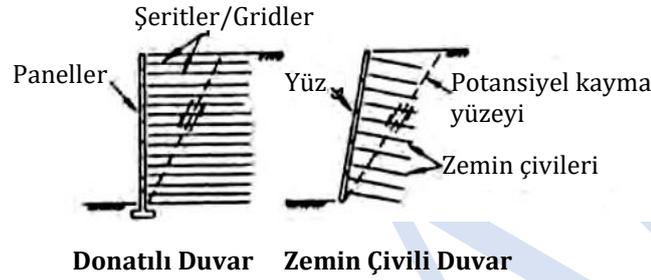


Şekil 2.5. Heyelan topuğunda kaya payanda uygulaması (Gedney ve Weber, 1978)

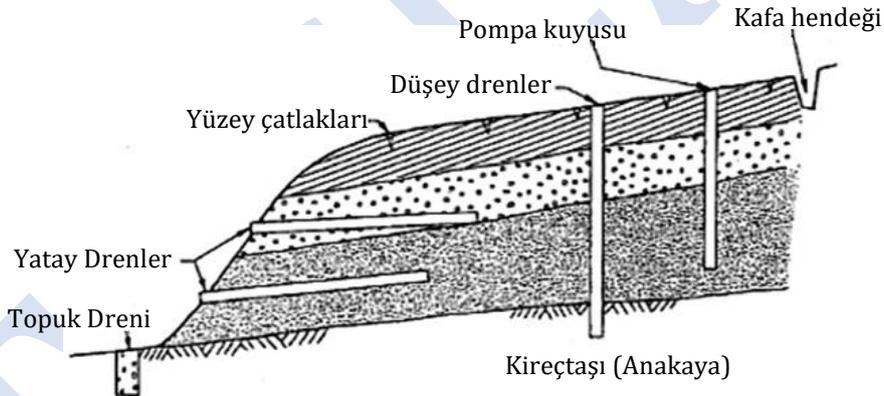
Dışardan Destekli Dayanma Yapısı Sistemleri



İçten Destekli Dayanma Yapısı Sistemleri



Şekil 2.6. Dayanma yapıları ile heyelanların önlemleri (Holtz ve Schuster, 1996)



Şekil 2.7. Heyelanlarda yatay ve düşey dren uygulaması (Gedney ve Weber, 1978)

2.6.2. Kayalarda Alınacak Önlemler

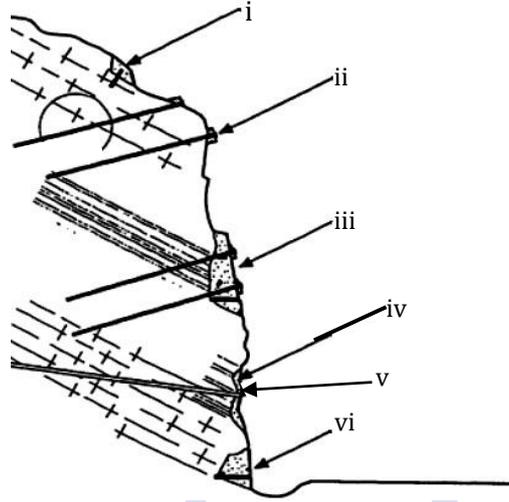
Kaya şevlerinde şev stabilizasyonu için üç farklı önlem paketi önerilmektedir:

- i. Donatılendirma
- ii. Sökme / sıyrma
- iii. Koruma

2.6.2.1. Donatılendirma

Bu kapsamda Şekil 2.8 'de gösterilen yöntemlerden biri veya daha fazlası aynı anda uygulanabilmektedir. Bu yöntemler aşağıda verilmiştir:

- i. Yüzeysel gevşeme ve dökülmeleri önleyici betonarme kesme dişleri
- ii. Taç bölgesinde kaymaları önleme amaçlı çekmeye çalışan kaya ankrajları
- iii. Fay ve ezilme zonlarında kayma şeklinde gelişebilecek yenilmeleri önleme amaçlı betonarme ankrajlı destek yapıları
- iv. Dökülmeleri önleme amaçlı püskürtme beton kaplamalar
- v. Su basınçlarını azaltma amaçlı yatay drenler
- vi. Yüzeyde oluşmuş kavitelerin beton payandalarla desteklenmesi



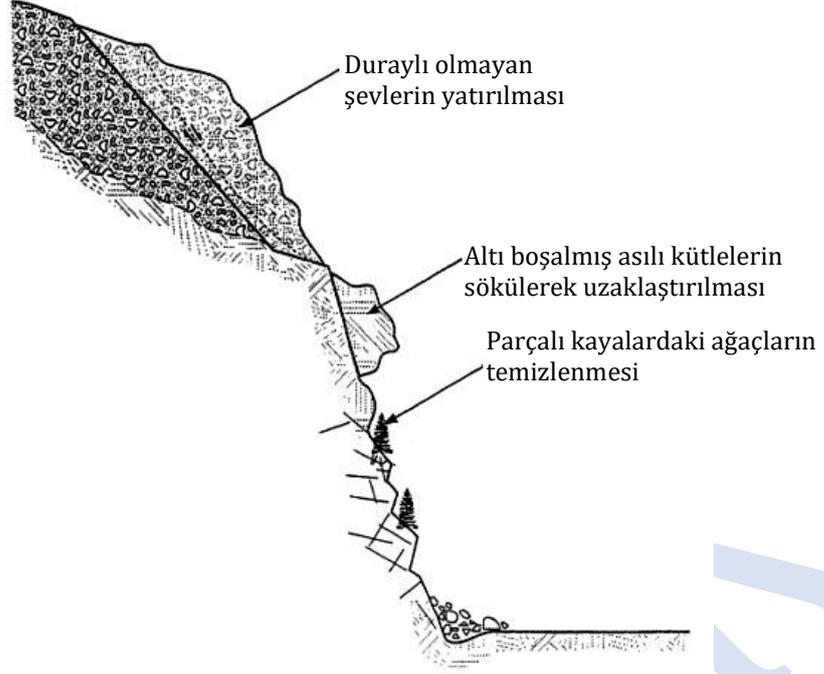
Şekil 2.8. Donatılendirme önlemleri

2.6.2.2. Sökme/Sıyırma

Bu uygulamada duraylı olmayan şevlerin yatırılması; altı boşalmış asılı kütlelerin sökülerek uzaklaştırılması; parçalı kayalardaki ağaçların temizlenmesi (kök büyümelerini önleme amaçlı); parçalı kayalarda gevşek blokların temizlenmesi gibi Şekil 2.9 'da gösterilen operasyonlar yer almaktadır.

2.6.2.3. Koruma

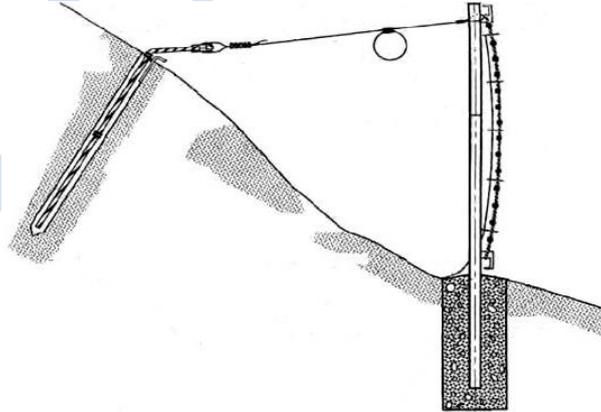
Koruma önlemleri ağırlıklı olarak kaya düşmelerini engelleme veya kaya düşmelerinden korunma amaçlı uygulanmaktadır. Çelik ağ uygulamaları (Şekil 2.10), kaya düşmesi bariyerleri (Şekil 2.11) ve sundurma uygulamaları (Şekil 2.12) koruma/korunma amaçlı uygulanan yöntemlerden bazılarıdır.



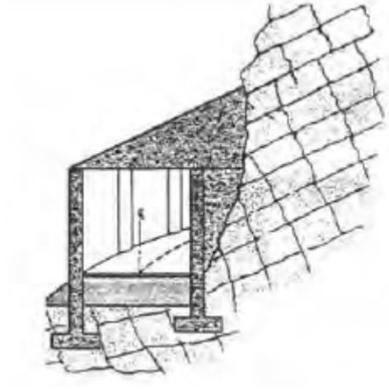
Şekil 2.9. Kaya yüzeylerinde duraylı olmayan kütlelerde sökme/sıyırma uygulamaları



Şekil 2.10. Kaya düşmesine karşı çelik ağ uygulamaları



Şekil 2.11. Kaya düşmesi bariyerleri



Şekil 2.12. Sundurma uygulamaları (McCauley vd., 1985)

TASLAK

KAYNAKLAR

- EN 1998-5 (2004). "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects".
- FHWA-NHI-11-032 (2011). "LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations", US Department of Transportation Federal Highway Administration, NHI Course No. 130094.
- Gedney, D. S. ve Weber, Jr. W. G. (1978). "Design and Construction of Soil Slopes", Transportation Research Board, Issue Number: 176, ISSN: 0360-859X, syf.: 172 – 191.
- Holtz, R. D. ve Schuster, R. L. (1996). "Stabilization of Soil Slopes", In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (Eds.), Landslides: Investigation and Mitigation. Special Report 247. Transportation Research Board. National Research Council, Washington, DC, syf. 439–473.
- Martin, G. R. and P. Qiu (1994). "Effects of Liquefaction on Vulnerability Assessment." NCEER Highway Project on Seismic Vulnerability of New and Existing Highway Construction, Year One Research Tasks, Technical Research Papers.
- McCauley, M. L., Works, B. W. ve Naramore, S. A. (1985). "Rock Fall Mitigation", Report FHWA/CA/TL-85/12, FHWA, U.S. Department of Transportation.
- NCHRP (2008a). "Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments", National Cooperative Highway Research Program. Report 611.
- NCHRP (2008b). "Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments", National Cooperative Highway Research Program. Project 12-70.
- NEHRP (2015). "Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures" Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary, FEMA P-1050-1/2015 Edition.
- Rathje, E. M. ve Antonakos, G. (2011). "A Unified Model for Predicting Earthquake-Induced Sliding Displacements / Rigid and Flexible Slopes", Engineering Geology 122 (2011): 51-60.
- Saygılı, G. ve Rathje, E. M. (2008). "Empirical Predictive Models for Earthquake-Induced Sliding Displacements / Slopes", Journal / Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, June 2008, 134 (6): 790-803.
- SCDOT (South Carolina Department of Transportation). (2008-2010). "SCDOT Geotechnical Design Manual", Chapter 10, Güney Karolina, ABD.
- TBDY (2018). "Türkiye Binalar için Deprem Yönetmeliği: Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar", Türkiye Cumhuriyeti, Ankara.

BÖLÜM 3 – Simgeler

a_{maks}	Maksimum yer ivmesi
AD	Ortalama fay yer değiştirmesi
AKO	Aşırı konsolidasyon oranı
C_B	Sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı
C_E	Enerji verimliliği düzeltme katsayısı
C_N	Örtü yükü düzeltme katsayısı
C_R	Tij boyu düzeltme katsayısı
C_S	Numune alıcı düzeltme katsayısı
C_σ	Efektif gerilme ölçekleme korelasyon katsayısı
c_u	Drenajsız kayma dayanımı (statik durum)
c_{ur}	Rezidüel kayma dayanımı (sıvılaşma/yumuşama sonrası)
$c_{u,rem}$	Yoğurulmuş kayma dayanımı
CRR	Tekrarlı direnç oranı
CRR^*	$M_w=7.5$ büyüklüğündeki depreme, referans efektif örtü yüküne ($\sigma'_{v0} = 1\text{atm}$) ve yatay ($\alpha = 0$) arazi koşullarına göre normalize edilmiş tekrarlı direnç oranı
CRR_{kil}	Kil gibi zeminler için CRR değeri
CRR_{kum}	Kum gibi zeminler için CRR değeri
CSR	Eşdeğer tekrarlı gerilme oranı
CSR^*	Deprem moment büyüklüğü, efektif gerilme $\sigma'_v = 1\text{ atm.}$, $M_w = 7.5$, $\alpha = 0$ için normalize edilmiş eşdeğer tekrarlı gerilme oranı
CSR_{maks}	Maksimum tekrarlı gerilme oranı
$CSR_{SS,20,1-D,1atm}$	1 atm referans efektif gerilme altında konsolide edilip tek boyutlu olarak 20 çevrimin uygulandığı basit kesme deneyine ait tekrarlı gerilme oranı
D	Kazık çapı
D_h	Yanal yayılma
D_r	Bağlı yoğunluk
$D_{50,15}$	T_{15} kalınlığını oluşturan birimlerin elek analizinden elde edilen ortalama dane boyutu
DF	Ağırlık faktörü
E_R	SPT şahmerdanından numune alıcıya iletilen enerjinin yüzde cinsinden oranı (enerji verimliliği oranı)
e_0	Başlangıç durumuna ait boşluk oranı
F_{15}	T_{15} kalınlığını oluşturan birimlerin ortalama ince dane içeriği
GS	Güvenlik sayısı
H	Yükseklik
I_m	Konik penetrasyon deneyi için zemin davranış indisi
IDI	İnce dane içeriği
K_{Mw}	Deprem moment büyüklüğü ölçekleme katsayısı
K_{md}	Çok yönlü yükleme ölçekleme katsayısı
K_α	Arazi eğimi düzeltmesi
K_σ	Örtü yükü ölçekleme katsayısı
k	Statik durum drenajsız kayma dayanımının efektif örtü yüküne oranı
k_h	Yatay eşdeğer deprem katsayısı
k_v	Düşey eşdeğer deprem katsayısı
k_y	Yenilme eşdeğer deprem katsayısı
L	Serbest yüzeye olan mesafe
l	Tij uzunluğu
LDI	Yanal yer değiştirme indisi
LI	Likidite indisi
LL	Likit limit
M_w	Deprem moment büyüklüğü

m_p	p - y eğrisi düzeltme katsayısı
MD	Maksimum fay yer değiştirmesi
MSF	Moment büyüklüğü ölçekleme katsayısı
MSF_{kil}	Kil gibi zeminler için moment büyüklüğü ölçekleme katsayısı
MSF_{kum}	Kum gibi zeminler için moment büyüklüğü ölçekleme katsayısı
N	Araziden elde edilmiş SPT darbe sayısı
$N_{1,60}$	Standart penetrasyon darbe sayısı (%60 enerji verimliliğine göre ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış)
$N_{1,60,tk}$	Standart penetrasyon darbe sayısı (%60 enerji verimliliğine göre, örtü yükü ve temiz kum (ince dane içeriği) düzeltmesi yapılmış)
n	Tekrar (çevrim) sayısı
P_a	1 atmosferik basınç
P_L	Sıvılaşma olasılığı
p_u	Nihai gerilme
p_{u-L}	Sıvılaşan birimlerdeki nihai gerilme
p_{u-NL}	Sıvılaşmayan birimlerdeki nihai gerilme
PGA	Maksimum yer ivmesi
PGA_{2475}	DD-1 için maksimum yer ivmesi
PI	Plastisite indisi
q_c	Konik penetrasyon deneyi koni (uç) direnci
$q_{c,1}$	Konik penetrasyon deneyi örtü yükü düzeltmesi yapılmış koni (uç) direnci
$q_{c,1,N}$	Konik penetrasyon deneyi örtü yükü düzeltmesi yapılmış ve normalize edilmiş koni (uç) direnci
$q_{c,1,N,tk}$	Konik penetrasyon deneyi örtü yükü ve temiz kum düzeltmesi (ince dane içeriği) yapılmış normalize edilmiş koni (uç) direnci
R	En yakın sismik kaynağa veya faya olan uzaklığı
R^*	Düzeltilmiş kaynak uzaklığı
r_d	Doğrusal olmayan kayan kütle etkisinin yansıtıldığı kayma gerilmesi azaltma katsayısı
r_u	Aşırı boşluk suyu basıncı oranı
$r_{u,n}$	n tekrar sayısı için aşırı boşluk suyu basıncı oranı
RA	Kırık alanı
RL	Yüzey kırığı oluşturmeyen depremler için kırık uzunluğu
RW	Kırık genişliği
S	Yüzey eğimi
S_b	Etki bölgesi kalınlığı
S_t	Hassasiyet oranı
S_{tahmin}	Tahmini oturma değeri
SRL	Yüzey kırığı oluşturan depremler için kırık uzunluğu
SRR	Statik kayma gerilmesinin tekrarlı kayma gerilmesine oranı
T_r	Tekrarlanma periyodu
T_{15}	$N_{1,60} < 15$ olan suya doymuş kohezyonsuz birimlerin kalınlığı
t_i	Suya doymuş kohezyonsuz sıvılaşabilir her bir alt tabakanın kalınlığı
$V^*_{s,12m}$	Zemin profilinin üst 12 m 'sini temsil eden saha kayma dalga hızı
W	Serbest yüzey oranı
w_n	Doğal su içeriği
Z_{maks}	Sıvılaşmaya karşı $GS > 0.50$ 'den büyük sıvılaşma potansiyeline sahip tüm birimlerin maksimum derinliği
z	Derinlik
α	Arazi eğim açısı
α' ve β'	r_d için korelasyon katsayıları
γ_{krit}	Kritik tekrarlı maksimum kayma birim şekil değiştirme
γ_{maks}	Tekrarlı maksimum kayma birim şekil değiştirme

$\gamma_{maks,20}$	20 tekrar sayısı için tekrarlı maksimum kayma birim şekil değiştirme
$\gamma_{maks,n}$	n tekrar sayısı için tekrarlı maksimum kayma birim şekil değiştirme
$\Delta N_{1,60}$	Standart penetrasyon deneyi $N_{1,60}$ değeri için ince dane içeriği düzeltmesi
$\Delta q_{c,1,N}$	Konik penetrasyon deneyi $q_{c,1,N}$ değeri için ince dane içeriği düzeltmesi
ε_v	Hacimsel birim şekil değiştirme
$\varepsilon_{v,ed}$	Eşdeğer hacimsel birim şekil değiştirme
σ_d	Standart sapma
σ_{v0}	Toplam örtü yükü
σ'_{v0}	Efektif örtü yükü
τ_{maks}	Deprem kaynaklı gelişen maksimum kayma gerilmesi
ϕ'	Kohezyonsuz zeminin statik durumdaki kayma direnci açısı
Φ^{-1}	Standart toplam normal dağılım fonksiyonu

BÖLÜM 3 ZEMİN SIVILAŞMASI

3.1. Sıvılaşma Tehlikesi ve Risklerinin Değerlendirmesi

Zemin sıvılaşması tekrarlı statik veya dinamik yükler altında boşluk suyu basıncındaki artış nedeniyle dayanım ve rijitlikte gözlenen aşırı düşüş olarak tanımlanmaktadır. Sıvılaşma sonrası taşıma gücü kapasitesinin azalması, yanal yayılma, akma yenilmeleri, aşırı oturmalar, dolgu/şev duraysızlıkları, kazık yanal ve düşey taşıma gücü kapasitelerinde azalma gerçekleşmektedir. Bu nedenle köprü/viyadük ayak temelleri, güzergah ve yaklaşım dolguları, yarmalar, dayanma yapıları gibi ulaşım yapılarında sıvılaşma/yumuşama potansiyelinin ve risk durumunda sonuçlarının değerlendirilmesi gerekmektedir.

Deprem etkisi altında sıvılaşma (veya kohezyonlu zeminlerde yumuşama) riskinin değerlendirilmesi için sırasıyla aşağıdaki adımlar takip edilecektir:

- (i) Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi
- (ii) Sıvılaşma potansiyelinin olduğu birimler için tetiklenme analizlerinin gerçekleştirilmesi
- (iii) Sıvılaşmanın tetiklendiği birimlerde kayma dayanımındaki azalmaların ve tasarıma etkilerinin ilgili dayanım/performans kriterleri ile değerlendirilmesi
- (iv) Sıvılaşmanın tetiklendiği birimlerde gelişen kayma ve hacimsel yerdeğiştirmeler ve tasarıma etkilerinin ilgili dayanım/performans kriterleri ile değerlendirilmesi
- (v) Dayanım/performans kriterlerinin sağlanamaması durumunda gerekli önlemlerin alınarak tasarım güvenliğinin sağlanması

Yukarıdaki maddelere ek olarak akma yenilmesi ve yanal yayılma riskleri de değerlendirilecektir. **Sıvılaşma değerlendirmelerinde ilgili yapının tasarım deprem yer hareketi düzeyi dikkate alınacaktır.**

3.2. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi

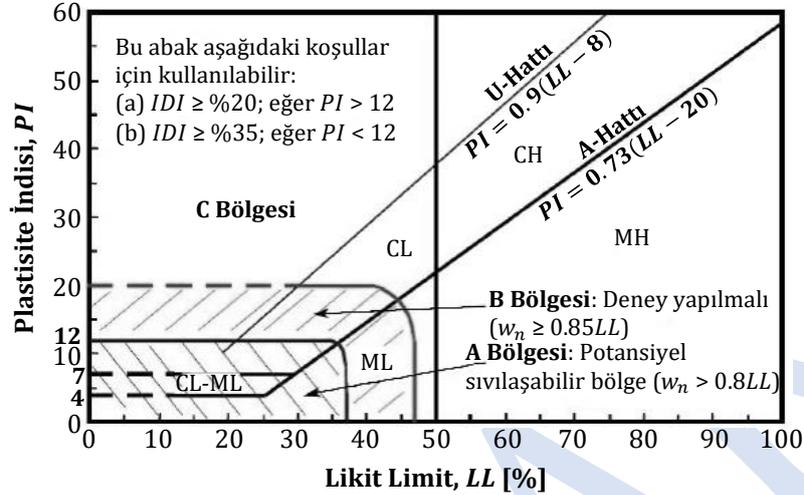
Zemin sıvılaşma (veya yumuşama) değerlendirmesine yönelik olarak yapılacak zemin araştırmaları SPT, CPT, zeminin dane çapı dağılımı, doğal su içeriği ve Atterberg limit değerlerinin belirlenmesini içerecektir.

Maksimum yer ivmesinin 0.15g'den küçük olduğu durumlar için, kil içeriğinin %20'den fazla ve plastisite indisinin 10'dan yüksek olduğu kumlu zeminlerde veya, ince dane (No. 200 elekten geçen) yüzdesinin % 35'ten fazla ve $SPT-N_{1,60} > 20$ olduğu kumlu zeminlerde sıvılaşma tetiklenme analizi yapılmayabilir.

Sıvılaşma potansiyeline sahip zeminler aşağıda tanımlanmıştır:

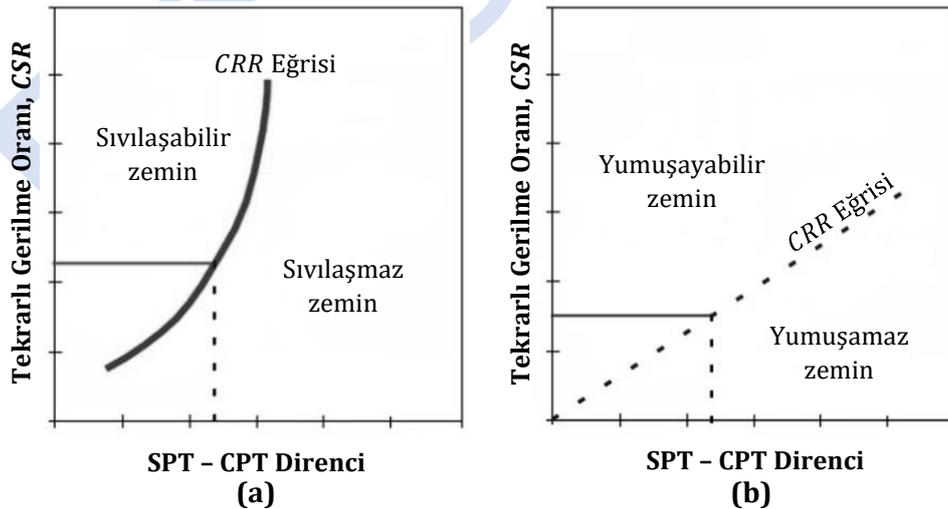
- (i) Yeraltı su seviyesinin altında yer alan, yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan $SPT-N_{1,60,tk} < 30$ veya $CPT-q_{c,1,N,tk} < 170$ değerlerine sahip kum, çakıllı kum, siltli killi kum, plastik olmayan silt ve silt-kum karışımlarıdır. $SPT-N_{1,60,tk}$ ve $CPT-q_{c,1,N,tk}$ tanımları Bölüm 3.3.2'de verilmiştir.
- (ii) Yeraltı su seviyesinin altında yer alan, yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan plastik silt ve killi zeminlerdir. Bu zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi için malzemenin doğal su içeriği ve Atterberg limitlerine bağlı olarak Seed vd. (2003) tarafından tanımlanan Şekil 3.1'deki kriterler kullanılacaktır. Bu abakta tanımlanan 3 farklı bölge ve bunların sıvılaşma performansları aşağıda özetlenmiştir:

- **A Bölgesi:** Bu bölgedeki zeminler sıvılaştırılabilir zemin olarak tanımlanacaktır.
- **B Bölgesi:** Bu bölgedeki zeminler geçiş bölgesinde olup, sıvılaştırma potansiyeline ancak tekrarlı üç eksenli deneylerinin yapılması sonucunda karar verilebilecektir.
- **C Bölgesi:** Bu bölgedeki zeminlerde sıvılaştırma potansiyeli yoktur, ancak yumuşama potansiyeli değerlendirilmelidir.



Şekil 3.1. İnce daneli zeminlerin sıvılaştırma/yumuşama performansı değerlendirilmesi (Seed vd., 2003)

Şekil 3.1’de tanımlanan Bölge A ’daki zeminler için yapılacak sıvılaştırma tetiklenme analizleri ile Bölge C ’deki zeminler için yapılacak yumuşama tetiklenme analizleri sırasıyla Şekil 3.2(a) ve Şekil 3.2(b) ’de tariflenen genel değerlendirme yöntemleri ile belirlenecektir. Bu şekillerde yer alan sıvılaştırma ve yumuşama sınır çizgisinin solunda kalan zeminlerde sıvılaştırma/yumuşama gerçekleşmesi beklenmekte olup bu çizgilerin sağında kalan zeminlerde ise sıvılaştırma/yumuşama potansiyeli yoktur. Şekil 3.2’de tariflenen yöntemlere göre sıvılaştırma / yumuşama tetiklenme analizlerinin sayısal değerlendirmesi Bölüm 3.3’te sunulmuştur.



Şekil 3.2. (a) Bölge A ’daki zeminler için sıvılaştırma ve (b) Bölge C ’deki zeminler için yumuşama tetiklenmesinin değerlendirilmesi (SCDOT, 2010)

3.3. Sıvılaşma Tetiklenme Analizi

Bölüm 3.2'deki değerlendirmeler sonucunda sıvılaşma potansiyeline sahip zeminler için sıvılaşma/yumuşama tetiklenme analizlerinin 50 yılda %2 aşılma olasılığı (tekrarlanma periyodu, $T_r = 2475$ yıl) olarak tanımlanan deprem düzeyi (DD-1) için yapılması beklenir.

Sıvılaşmaya karşı güvenlik koşulu Denklem 3.1 'de tanımlanmıştır.

$$GS = \frac{CRR}{(CSR^* = CSR/(MSF \times K_\sigma))} = \frac{(CRR^* = CRR \times (MSF \times K_\sigma))}{CSR} \quad (\text{Denklem 3.1})$$

Burada; CRR : tekrarlı direnç oranı, CSR : tekrarlı gerilme oranı, CSR^* ve CRR^* : deprem moment büyüklüğü, efektif gerilme $\sigma'_{v0} = 1$ atm, $M_w = 7.5$, $\alpha = 0$ için normalize edilmiş tekrarlı gerilme ve direnç oranıdır. GS : sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı olup 1.00 değeri hedeflenmelidir. Düz arazilerde CSR^* veya CRR^* değerlerinin hesaplanması için, deprem moment büyüklüğü ve örtü yükü için düzeltmesi (MSF ve K_σ ile) yapılacaktır. Bu düzeltmelerin nasıl yapılacağı Bölüm 3.3.2'de sunulmuştur. Eğimli arazilerdeki kayma gerilmelerinin etkisinin hesaba katılması için ayrıca bu değerlere uygulanacak olan düzeltme faktörü (K_α) değerinin hesap detayları Ek-3A'da verilmiştir.

Güvenlik sayısının 1.0 değerinin altında kalması durumunda kum tipi/kil tipi zeminlerde sıvılaşma/yumuşama kaynaklı olarak kayma dayanımlarında aşırı düşme gerçekleşecektir.

Sıvılaşma tetiklenme analizinin ZC, ZD, ZE ve ZF sınıfı sahalarda sıvılaşma potansiyeli olan her bir birim için ayrı ayrı yapılması gerekmektedir.

3.3.1. Tekrarlı Gerilme Oranı

3.3.1.1. Tekrarlı Gerilme Oranı - Kara Uygulamaları

Sıvılaşma tetiklenme analizleri kapsamında, deprem nedeniyle ortaya çıkan tesirler tekrarlı kayma gerilme oranı ile ifade edilmektedir. Bu değer Denklem 3.2 'den hesaplanmaktadır.

$$CSR = 0.65 CSR_{maks} \quad (\text{Denklem 3.2})$$

Burada; CSR : ilgili deprem senaryosuna ait moment büyüklüğü, ilgili tabaka ve saha koşulları ile uyumlu düşey efektif gerilme için hesaplanan eşdeğer tekrarlı gerilme oranı, CSR_{maks} : maksimum tekrarlı gerilme oranıdır.

Maksimum tekrarlı gerilme oranının (CSR_{maks}) hesaplanmasında ilk olarak Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilen "Basitleştirilmiş Yöntem" (Yöntem 1) veya "Sahaya Özel Yöntem" (Yöntem 2) kullanılacaktır.

Yöntem 1:

Basitleştirilmiş yönteme göre, CSR_{maks} değeri Denklem 3.3 kullanılarak hesaplanacaktır.

$$CSR_{maks} = \frac{\tau_{maks}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{a_{maks}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (\text{Denklem 3.3})$$

Burada; τ_{maks} : deprem kaynaklı gelişen maksimum kayma gerilmesi, σ_{v0} ve σ'_{v0} : sırasıyla sıvılaştırılabilir tabaka için statik durumdaki toplam ve efektif örtü yükü, a_{maks} : 2475 yıllık tekrarlanma süresine karşılık gelen maksimum yer ivmesi (PGA_{2475}) değeri [g], ve r_d : doğrusal olmayan kayan kütle etkisinin yansıtıldığı kayma gerilmesi azaltma katsayısıdır. r_d değerinin hesaplanmasında Idriss ve Boulanger (Yöntem 1A) veya Çetin vd. (Yöntem 1B) tarafından önerilen sırasıyla Denklem 3.4 ve Denklem 3.5 kullanılmalıdır.

$$r_d = \exp[\alpha' + (\beta' \cdot M_w)] \quad (\text{Denklem 3.4a})$$

$$\alpha' = -1.012 - 1.126 \left(\sin \left(\left(\frac{z}{11.73} \right) + 5.133 \right) \right) \quad (\text{Denklem 3.4b})$$

$$\beta' = 0.106 + 0.118 \left(\sin \left(\left(\frac{z}{11.28} \right) + 5.142 \right) \right) \quad (\text{Denklem 3.4c})$$

Burada; z : birimin yüzeyden ortalama derinliği [m], α' ve β' : korelasyon katsayısı (sinüs fonksiyonu [radyan] cinsindedir) ve M_w : deprem moment büyüklüğüdür.

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{maks} + 0.999M_w + 0.0525V^*_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-z+0.0785V^*_{s,12m}+7.586)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{maks} + 0.999M_w + 0.0525V^*_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V^*_{s,12m}+7.586)}} \right]} \quad (\text{Denklem 3.5})$$

Burada; z : birimin yüzeyden ortalama derinliği [m], M_w : deprem moment büyüklüğü, a_{maks} : 2475 yıllık tekrarlanma süresine karşılık gelen maksimum yer ivmesi (PGA_{2475}) değeri [g], $V^*_{s,12m}$: zemin profilinin üst 12 m 'sini temsil eden ve harmonik ortalama ile bulunan saha kayma dalga hızıdır [m/sn]. $V^*_{s,12m}$ değeri eğer $120 \text{ m/sn} \leq V^*_{s,12m} \leq 250 \text{ m/sn}$ sınırları arasında ise doğrudan kullanılmalı, değil ise hesaplarda en yakın sınır değer kullanılmalıdır. Kayma dalgası hızının sahada ölçülmediği durumlarda SPT ve CPT verileri için türetilen korelasyonlar kullanılabilir.

Yöntem 2:

Tek boyutlu eşdeğer doğrusal analizler yapılarak Denklem 3.3'teki τ_{maks} değeri doğrudan elde edilebilmektedir. Bu yöntemin maksimum yer ivmesinin 0.4g 'den büyük olduğu yumuşak zeminlerde veya maksimum kayma birim şekil değiştirme değerinin % 1-2 mertebelerini aştığı durumlarda güvenilirliği azalmaktadır.

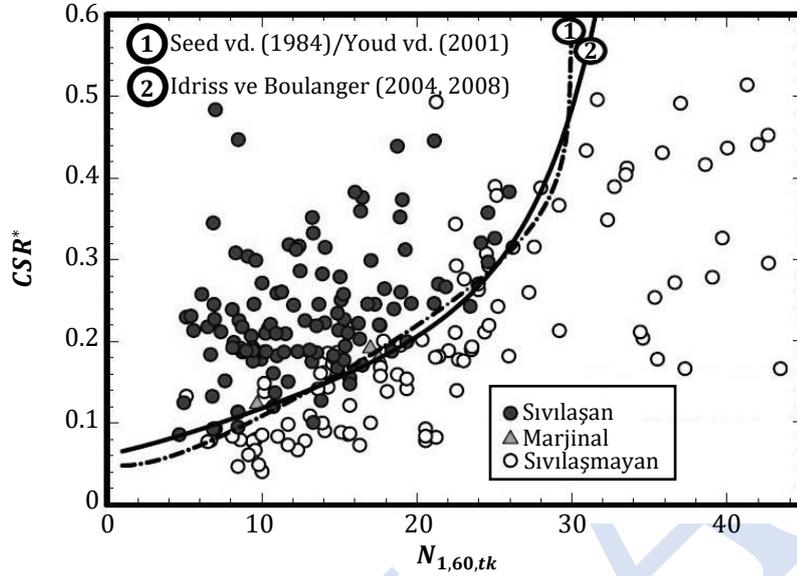
3.3.1.2. Tekrarlı Gerilme Oranı – Su Altı Uygulamaları

Denklem 3.3 'te verilen maksimum tekrarlı kayma gerilmesi oranı karasal uygulamalar için verilmiştir. Deniz, göl, akarsu vb. su yükleri altında zemin sıvılaşması değerlendirmelerinde su kütlelerinin ve eylemsizliğinin toplam gerilme hesabına dahil edilmemesi gerekir. Bu nedenle, toplam gerilme hesabında su seviyesi zemin üst kotunda olacak şekilde maksimum tekrarlı kayma gerilmesi oranı değeri hesaplanır. Diğer tüm düzeltme ve hesaplamalar karasal uygulamalar ile uyumlu şekilde yapılır.

3.3.2. Tekrarlı Direnç Oranı

Tekrarlı direnç oranı, zeminin sıvılaşmaya karşı direncini temsil etmektedir. Bu değer hesaplanmasında ağırlıklı olarak vaka örneklerinden derlenen veriye istinaden geliştirilen yarı – ampirik tabanlı yaklaşımlar kullanılmaktadır. SPT verisine dayalı değerlendirmelerde Boulanger ve Idriss (2014) (Yöntem 1A) veya Çetin vd. (2018) (Yöntem 1B), CPT verisine dayalı

Kum gibi zeminler için CRR_{kum} değeri SPT ve CPT deneyleri verilerinden Denklem 3.7 veya CSR^* değeri her iki deney verisi için de sırasıyla Şekil 3.4 ve Şekil 3.5'ten elde edilebilmektedir. Denklem 3.7'de $N_{1,60,tk} < 37.5$ koşulu için geçerli olup $N_{1,60,tk} > 37.5$ olması durumunda $CRR_{kum} = 2.0$ alınması gerekmektedir. Öte yandan kil gibi zeminlerin yumuşamaya karşı direncini ifade eden CRR_{kil} değeri ise Denklem 3.8'den hesaplanabilmekte olup bu ilişki normal konsolide (NK) killeri için Şekil 3.6'da ve aşırı konsolide (AK) killeri için Şekil 3.7'de gösterilmiştir.



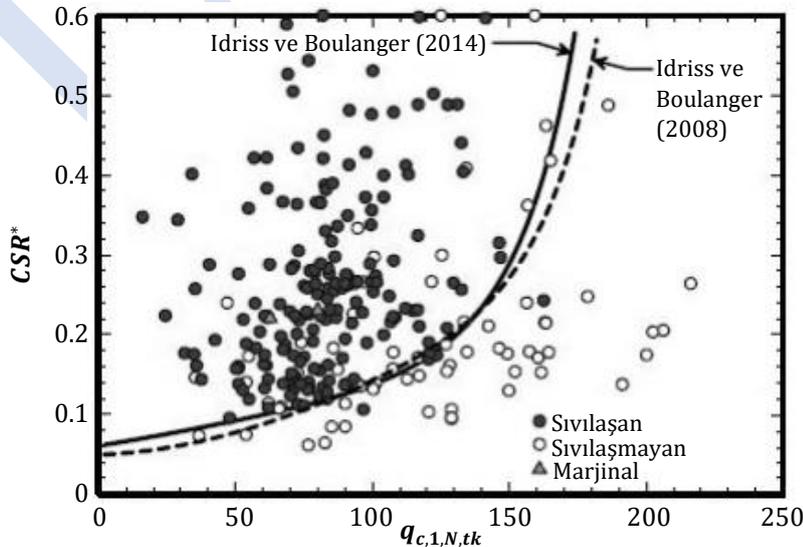
Şekil 3.4. Kum gibi zeminler için CSR^* ve $N_{1,60,tk}$ ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2014)

(Denklem 3.7)

$$CRR_{kum} = \begin{cases} \text{SPT için;} & \exp \left[\left(\frac{N_{1,60,tk}}{14.1} \right) + \left(\frac{N_{1,60,tk}}{126} \right)^2 - \left(\frac{N_{1,60,tk}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{N_{1,60,tk}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \\ \text{CPT için;} & \exp \left[\left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{113} \right) + \left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{137} \right)^4 - 2.8 \right] \end{cases}$$

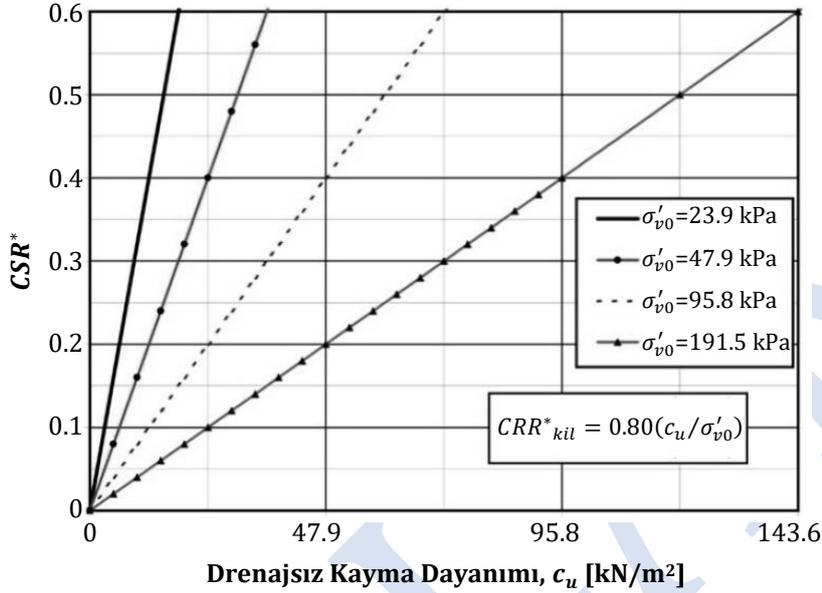
$$CRR_{kil} = \begin{cases} \text{Kil gibi (NK);} & 0.80k \\ \text{Kil gibi (AK)} & 0.80k(AKO)^{0.80} \end{cases} \quad (\text{Denklem 3.8a})$$

$$k = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (\text{Denklem 3.8b})$$

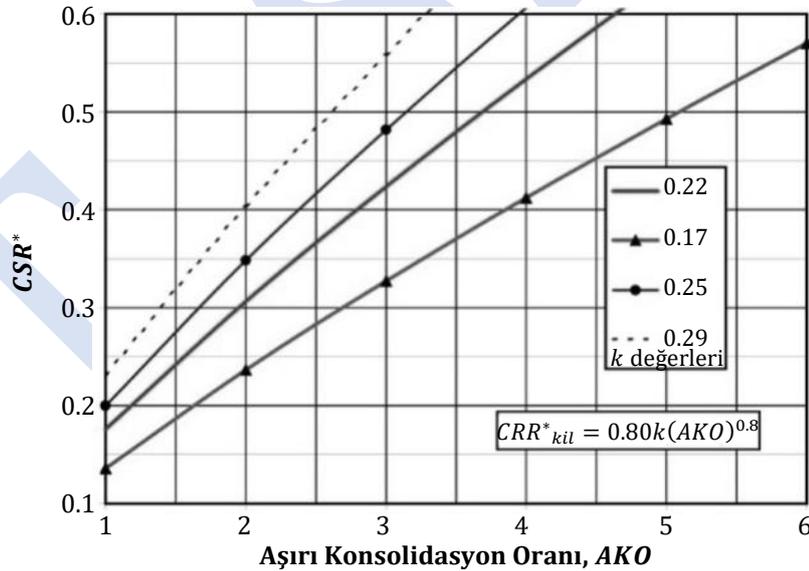


Şekil 3.5. Kum gibi zeminler için CSR^* ve $q_{c,1,N,tk}$ ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2014)

Burada; $N_{1,60,tk}$: örtü yükü ve ince dane içeriği (IDI) düzeltmelerinin yapıldığı %60 enerji verimliliği ile elde edilmiş standart penetrasyon deneyi darbe sayısı, $q_{c,1,N,tk}$: örtü yükü ve ince dane içeriği (IDI) düzeltmelerinin yapıldığı normalize edilmiş konik penetrasyon deneyi uç direnci, AKO : aşırı konsolidasyon oranı ve k : genel olarak NK zeminlerde 0.17 ila 0.29 arasında bir değere eşit kayma dayanımı oranı olup bu değer laboratuvar deneylerinden elde edilmemesi durumunda 0.22 olarak kabul edilecektir (Boulanger ve Idriss, 2007).



Şekil 3.6. Normal konsolide killer için $CSR^* - c_u - \sigma'_{v0}$ ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2007)



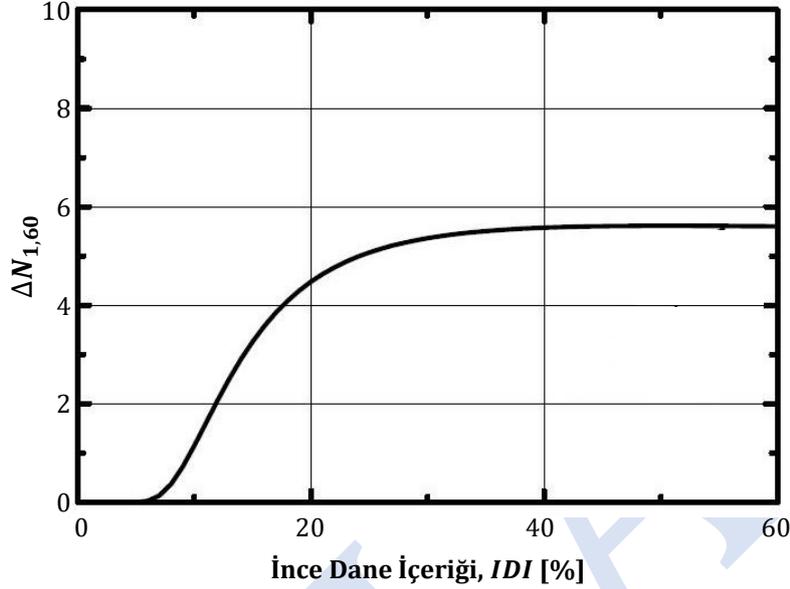
Şekil 3.7. Aşırı konsolide killer için $CSR^* - AKO$ ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2007)

Denklem 3.7'de yer alan $N_{1,60,tk}$ değerinin hesaplanması için yapılan ince dane içeriği (IDI) düzeltmesi ($\Delta N_{1,60}$) Denklem 3.9'da verilmiştir.

$$N_{1,60,tk} = N_{1,60} + \Delta N_{1,60} \quad (\text{Denklem 3.9a})$$

$$\Delta N_{1,60} = \exp \left(1.63 + \left(\frac{9.7}{IDI + 0.01} \right) - \left(\frac{15.7}{IDI + 0.01} \right)^2 \right) \leq 5.5 \quad (\text{Denklem 3.9b})$$

Burada; IDI : ince dane oranı ve % cinsinden olup 5 ila 35 arasındadır. $IDI < \%5$ için $\Delta N_{1,60} = 0$ ve $IDI > \%35$ için $\Delta N_{1,60} = 5.5$ 'tir. Denklem 3.9b 'deki ilişki Şekil 3.8'de gösterilmiştir.



Şekil 3.8. $\Delta N_{1,60}$ - IDI arasındaki ilişki (Idriss ve Boulanger, 2008)

Örtü yükü düzeltmesinin yapıldığı %60 enerji verimliliği ile elde edilmiş standart penetrasyon deneyi darbe sayısı ($N_{1,60}$), Denklem 3.10'dan elde edilmektedir.

$$N_{1,60} = N(C_R C_S C_B C_E C_N) \quad (\text{Denklem 3.10})$$

Burada; N : araziden elde edilmiş SPT darbe sayısı, C_N : örtü yükü düzeltme katsayısı (Denklem 3.11), C_R : tij boyu düzeltme katsayısı (Tablo 3.2), C_S : numune alıcı düzeltme katsayısı (Tablo 3.2), C_B : sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı (Tablo 3.2) ve C_E : enerji verimliliği düzeltme katsayısıdır.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{N_{1,60,tk}}} \leq 1.7 \quad (\text{Denklem 3.11})$$

Burada; P_a : 1 atmosferik basınç ($1 \text{ atm} \approx 100 \text{ kN/m}^2$) olup örtü yükü düzeltme katsayısı denklemi $N_{1,60,tk} \leq 46$ koşulu için geçerlidir.

Tablo 3.2. Yöntem 1A için SPT düzeltme katsayıları

Düzeltilme Katsayısı	Değişken	Değer
C_R	3 m ile 4 m aralığında	0.75
	4 m ile 6 m aralığında	0.85
	6 m ile 10 m aralığında	0.95
	10 m 'den daha derin	1.00
C_S	Standart numune alıcı (iç tüpü olan)	1.00
	İç tüpü olmayan numune alıcı	1.10 - 1.30
C_B	Sondaj delgi çapı = 65 mm - 115 mm arasında	1.00
	Sondaj delgi çapı = 150 mm	1.05
	Sondaj delgi çapı = 200 mm	1.15

Denklem 3.7'de yer alan $q_{c,1,N,tk}$ değerinin hesaplanması için yapılan ince dane içeriği (IDI , %) düzeltmesi ($\Delta q_{c,1,N}$) Denklem 3.12'de verilmiştir. Denklem 3.12c'deki ilişki şematik olarak Şekil 3.9'da gösterilmiştir.

$$q_{c,1,N,tk} = q_{c,1,N} + \Delta q_{c,1,N} \quad (\text{Denklem 3.12a})$$

$$q_{c,1,N} = \frac{q_{c,1}}{P_a} = \frac{C_N q_c}{P_a} \quad (\text{Denklem 3.12b})$$

$$\Delta q_{c,1,N} = \left(11.9 + \left(\frac{q_{c,1,N}}{14.6} \right) \right) \cdot \exp \left(1.63 - \left(\frac{9.7}{IDI + 2} \right) - \left(\frac{15.7}{IDI + 2} \right)^2 \right) \quad (\text{Denklem 3.12c})$$

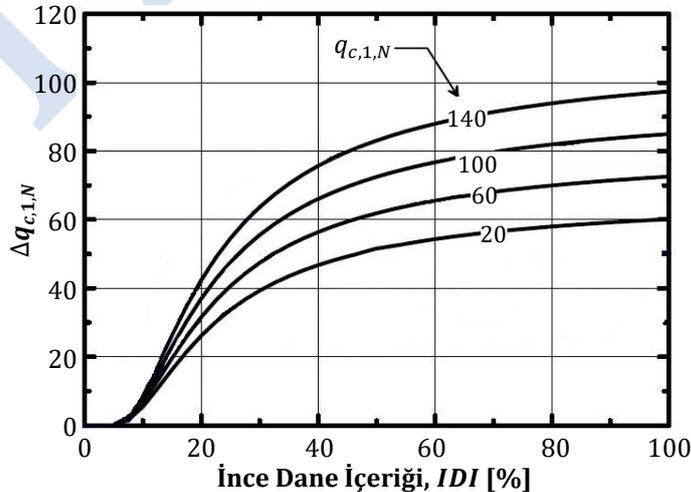
$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{1.338 - 0.249(q_{c,1,N,tk})^{0.264}} \quad (\text{Denklem 3.12d})$$

Burada; P_a : 1 bar (1 bar = 1 atm = 100 kN/m²) olup, örtü yükü düzeltme katsayısı denklemi 21 $\leq q_{c,1,N,tk} \leq 254$ aralığı için geçerlidir. Bu ilişki şematik olarak Şekil 3.10'da da gösterilmiştir.

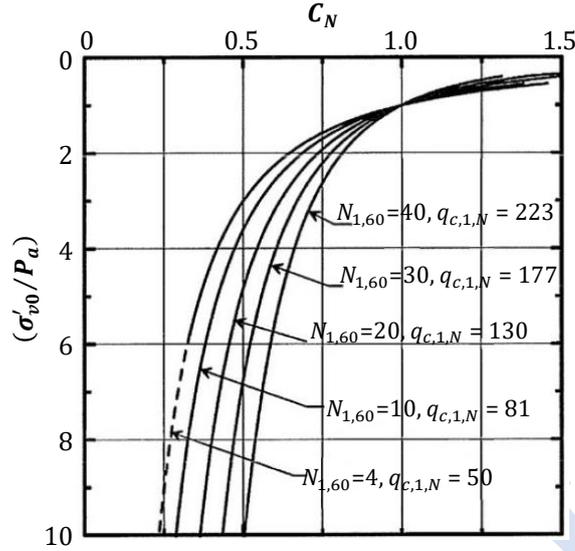
Konik penetrasyon deneyi ile sıvılaştırma tetiklenme değerlendirmelerinin yapıldığı durumlarda zahir ince dane içeriğinin (IDI) tahmin edilmesine yönelik olarak Youd ve Idriss (1997) tarafından önerilen Denklem 3.13 kullanılacaktır.

$$IDI(\%) = \begin{cases} I_m < 1.26 \text{ için;} & 0 \\ 1.26 \leq I_m \leq 3.5 \text{ için;} & 1.75 I_m^{3.25} - 3.7 \\ I_m > 3.5 \text{ için;} & 100 \end{cases} \quad (\text{Denklem 3.13})$$

Burada; I_m : konik penetrasyon deneyi için zemin davranış indisidir (Robertson, 1990).



Şekil 3.9. $\Delta q_{c,1,N}$ - IDI arasındaki ilişki (Boulanger ve Idriss, 2014)

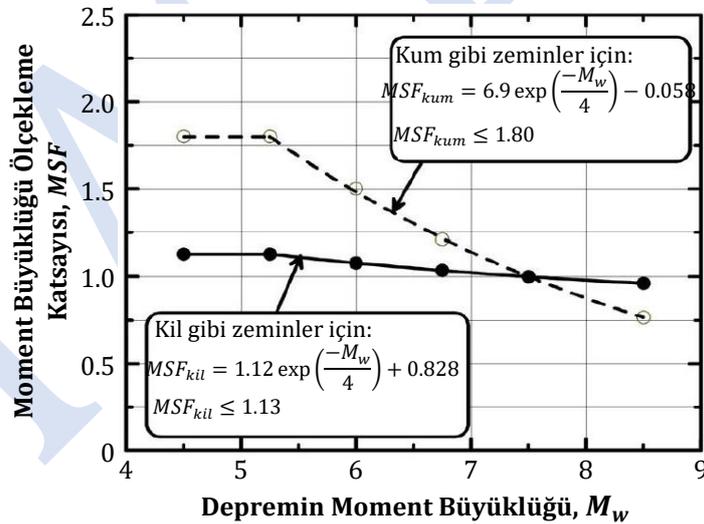


Şekil 3.10. C_N katsayısı (Boulanger, 2003)

Denklem 3.6'da tekrarlı gerilme oranına uygulanacak olan moment büyüklüğü (M_w) ölçekleme katsayısı (MSF), Denklem 3.14'ten elde edilecektir. Bu değer, Şekil 3.11'de verilen abak çözüm ile de belirlenebilir.

(Denklem 3.14)

$$MSF = \begin{cases} \text{Kum gibi zeminler için;} & MSF_{kum} = 6.9 \exp(-0.25M_w) - 0.058 \leq 1.80 \\ \text{Kil gibi zeminler için;} & MSF_{kil} = 1.12 \exp(-0.25M_w) + 0.828 \leq 1.13 \end{cases}$$



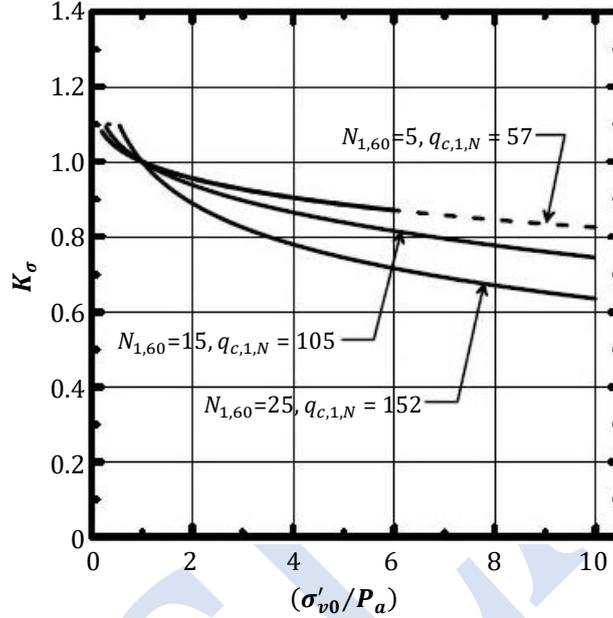
Şekil 3.11. $MSF - M_w$ ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2007)

Denklem 3.6'da yer alan kum gibi zeminlerde yüksek düşey efektif gerilme ölçekleme katsayısı (K_σ), Denklem 3.15 veya Şekil 3.12 kullanılarak hesaplanmalıdır.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \leq 1.1 \quad (\text{Denklem 3.15a})$$

$$C_{\sigma} = \begin{cases} \text{SPT için;} & \frac{1}{18.9 - 2.55(N_{1,60,tk})^{0.5}} \leq 0.3 \\ \text{CPT için;} & \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c,1,N,tk})^{0.264}} \leq 0.3 \end{cases} \quad (\text{Denklem 3.15b})$$

Burada; C_{σ} : korelasyon katsayısı olup Denklem 3.15b, $N_{1,60,tk} \leq 37$ ve $q_{c,1,N,tk} \leq 211$ koşulları için geçerlidir.



Şekil 3.12. K_{σ} düzeltme katsayısı (Boulanger ve Idriss, 2014)

3.3.2.2. Yöntem 1B

Sıvılaşma tetiklenme analizlerinde tekrarlı direnç oranının (CRR) hesabı Yöntem 1B ile yapılırken, maksimum tekrarlı gerilme oranı (CSR_{maks}) için Denklem 3.3 ve Denklem 3.5 kullanılacaktır. Alternatif olarak tekrarlı gerilme oranı Yöntem 2 ile de hesaplanabilecektir.

Çetin vd. (2018) tarafından önerilen normalize edilmiş tekrarlı direnç oranı (CRR^*) Denklem 3.16'dan hesaplanmaktadır.

$$CRR^* = CRR(K_{\sigma})(MSF) \quad (\text{Denklem 3.16})$$

Burada; CRR^* : $M_w=7.5$ büyüklüğündeki depreme ve referans efektif örtü yüküne ($\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$) göre normalize edilmiş tekrarlı direnç oranı, CRR : değeri değerlendirilen deprem senaryosu (M_w) için mevcut efektif gerilme altındaki tekrarlı direnç oranı, MSF : moment büyüklüğü (M_w) ölçekleme katsayısı ve K_{σ} : örtü yükü ölçekleme katsayısıdır.

Çetin vd. (2018) tarafından önerilen olasılıksal yaklaşım esaslı CRR^* değeri SPT deneyleri verilerinden Denklem 3.17'den elde edilebilmektedir.

Denklem 3.17

$$CRR^* = \exp \left[\frac{N_{1,60} \cdot (1 + 0.00167 \cdot IDI) - 27.352 \ln M_w - 3.958 \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) + 0.089 \cdot IDI + 16.084 + 2.95 \Phi^{-1}(P_L)}{11.771} \right]$$

Yöntem 1B'ye göre $N_{1,60}$ değeri Denklem 3.10'da verilen şekilde hesaplanacak olup, ilgili düzeltme katsayıları Tablo 3.3'ten alınacaktır. Denklem 3.17'de; M_w deprem büyüklüğü, σ'_{v0} : efektif örtü yükü [kN/m²], P_a : 1 atmosferik basınç (≈ 100 kN/m²), IDI : ince dane içeriği [%], P_L : sıvılaşma olasılığı [ondalık] ve Φ^{-1} : standart toplam normal dağılım fonksiyonudur. Bu fonksiyon, Microsoft Excel yazılımında bulunan $NORMINV(P_L;0;1)$ komutu ile hesaplanabilir. Güvenlik sayısı belirlemek üzere gerçekleştirilecek hesaplarda $P_L = \%50$ ve $\Phi^{-1}(0.5) = 0$ 'dır. Denklem 3.17 kullanıldığında MSF , K_σ ve IDI düzeltmeleri dahil edilmiş olur ve sonuç olarak bulunan CRR^* değeri doğrudan CSR değerine oranlanılarak GS elde edilebilir. Alternatif olarak Şekil 3.13'teki abak çözümünün kullanılması durumunda Denklem 3.18'den hesaplanan $N_{1,60,tk}$ kullanılarak CRR değeri ilgili eğriden elde edilecek ve CSR^* değeri Denklem 3.2'den elde edilen CSR değerinin Denklem 3.19 ve Denklem 3.20 'deki düzeltmelere bölünmesiyle hesaplanacaktır.

Şekil 3.13'teki $N_{1,60,tk}$ değeri Denklem 3.18'de verilmiştir. Denklem 3.18b'deki ilişki Şekil 3.14'te şematik olarak da gösterilmiştir.

$$N_{1,60,tk} = N_{1,60} + \Delta N_{1,60} \quad (\text{Denklem 3.18a})$$

$$\Delta N_{1,60} = IDI(0.00167 \cdot N_{1,60} + 0.089) \quad (\text{Denklem 3.18b})$$

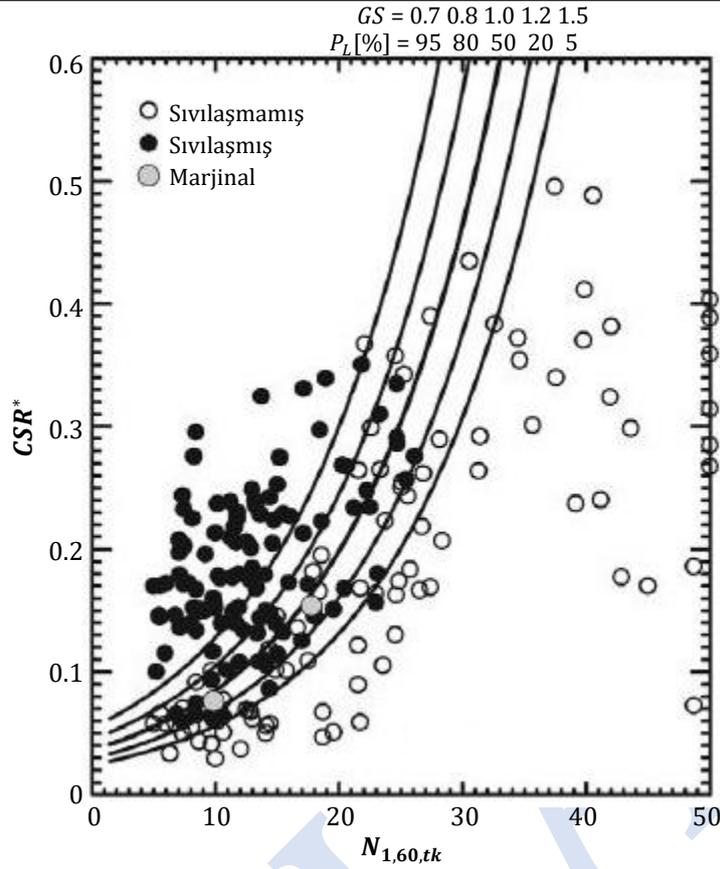
Burada; $N_{1,60,tk}$: ince dane içeriği (IDI) ve örtü yükü düzeltmesinin yapıldığı %60 enerji verimliliği ile elde edilmiş standart penetrasyon deneyi darbe sayısıdır.

Denklem 3.16'da tekrarlı gerilme oranına uygulanacak olan moment büyüklüğü (M_w) düzeltme katsayısı (MSF), Denklem 3.19 ve Şekil 3.15'ten elde edilecektir. Bu ilişki, $5.5 \leq M_w \leq 8.4$ aralığı için geçerlidir (Çetin ve Bilge, 2012a) .

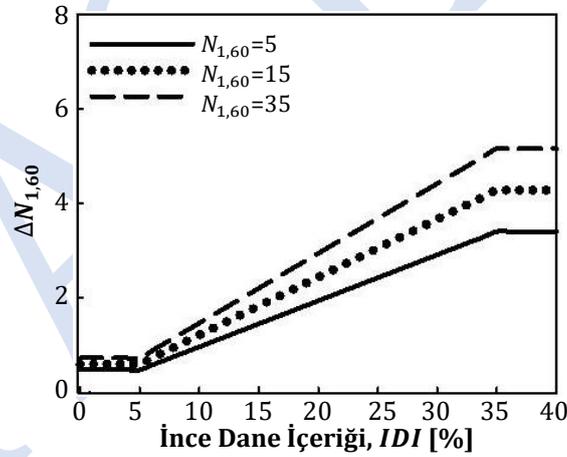
$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.324} \quad (\text{Denklem 3.19})$$

Tablo 3.3. Yöntem 1B için SPT düzeltme katsayıları

Düzeltilme Katsayısı	Açıklama															
C_N	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 2.0$ <p>Burada; σ'_{v0} ve P_a değerleri aynı birimlerde olmalıdır.</p>															
C_R	$C_R = 0.48 + 0.225 \cdot \ln(l); l \leq 10 \text{ m}$ $C_R = 1.00; 10\text{m} < l < 30\text{m}$ <p>Burada; l : tij uzunluğudur [m].</p>															
C_S	<p>Numune alıcıda, membran boşluğunun öngörüldüğü ancak membran kullanılmayan durumlar için yapılacak düzeltme için;</p> $C_S = 1 + \frac{N_{1,60}}{100}$ <p>Burada; $1.10 \leq C_S \leq 1.30$</p>															
C_B	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Delgi Çapı</th> <th>C_B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>65 mm – 115 mm</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>150 mm</td> <td>1.05</td> </tr> <tr> <td>200 mm</td> <td>1.15</td> </tr> </tbody> </table>	Delgi Çapı	C_B	65 mm – 115 mm	1.00	150 mm	1.05	200 mm	1.15							
Delgi Çapı	C_B															
65 mm – 115 mm	1.00															
150 mm	1.05															
200 mm	1.15															
C_E	$C_E = \frac{E_R}{60}$ <p>Burada; E_R: SPT şahmerdanından numune alıcıya iletilen enerjinin yüzde cinsinden oranıdır (enerji verimliliği oranı).</p> <ul style="list-style-type: none"> En doğru yaklaşım her darbeye iletilen enerjinin doğrudan ölçülmesidir. Bir sonraki yaklaşım daha önce doğrudan enerji ölçümü yapılarak kalibre edilmiş bir şahmerdan veya otomatik şahmerdan kaldırma sistemi kullanmaktır. Aksi durumda, E_R tahmin edilmelidir. Sahada uygun ekipman ve takip gerçekleştirmek üzere aşağıdaki öneriler kullanılabilir. <table border="1"> <thead> <tr> <th>Ekipman</th> <th>Yaklaşık E_R (%)</th> <th>C_E</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Emniyet Şahmerdanı</td> <td>40 – 75</td> <td>0.7 – 1.2</td> </tr> <tr> <td>Donut Şahmerdanı</td> <td>30 – 60</td> <td>0.5 – 1.0</td> </tr> <tr> <td>Donut Şahmerdanı</td> <td>70 – 85</td> <td>1.1 – 1.4</td> </tr> <tr> <td>Otomatik Tip Şahmerdan</td> <td>50 – 80</td> <td>0.8 – 1.4</td> </tr> </tbody> </table> <p>Saha çalışmalarının görece daha düşük kalitede yapıldığı durumlarda, enerji oranı düşürülmek üzere ayarlama yapılabilir.</p>	Ekipman	Yaklaşık E_R (%)	C_E	Emniyet Şahmerdanı	40 – 75	0.7 – 1.2	Donut Şahmerdanı	30 – 60	0.5 – 1.0	Donut Şahmerdanı	70 – 85	1.1 – 1.4	Otomatik Tip Şahmerdan	50 – 80	0.8 – 1.4
Ekipman	Yaklaşık E_R (%)	C_E														
Emniyet Şahmerdanı	40 – 75	0.7 – 1.2														
Donut Şahmerdanı	30 – 60	0.5 – 1.0														
Donut Şahmerdanı	70 – 85	1.1 – 1.4														
Otomatik Tip Şahmerdan	50 – 80	0.8 – 1.4														



Şekil 3.13. CSR^* ile $N_{1,60,tk}$ arasındaki ilişki (Çetin vd., 2018)

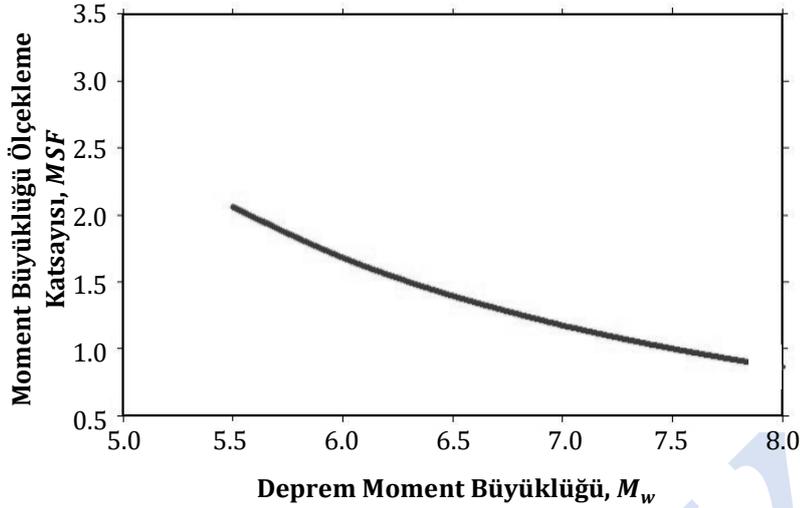
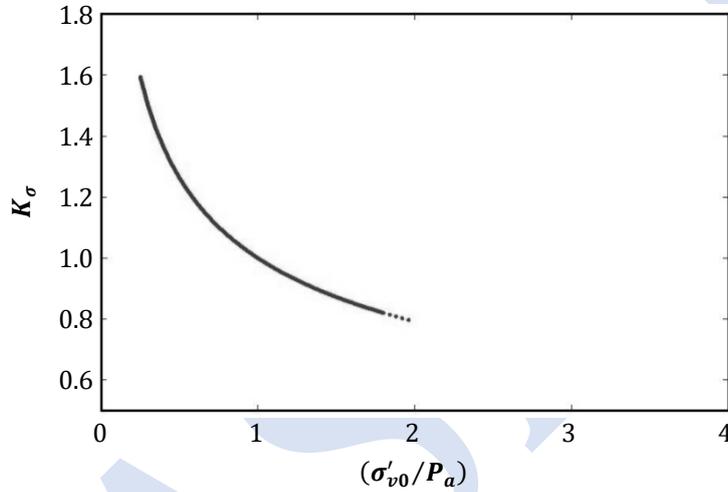


Şekil 3.14. $\Delta N_{1,60}$ - İnce Dane İçeriği, İDI [%] arasındaki ilişki (Çetin vd., 2018)

Denklem 3.16'da yer alan yüksek örtü yükü ölçekleme katsayısı (K_σ), Denklem 3.20 ve Şekil 3.16 kullanılarak hesaplanacaktır. Bu ilişki $0.8 \leq K_\sigma \leq 1.6$ aralığı için geçerlidir.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{-0.336} \quad (\text{Denklem 3.20})$$

Burada; σ'_{v0} : sıvılaşabilir zemin birimindeki ortalama efektif örtü yükü ve P_a : 1 atmosferik basınçtır ($1 \text{ atm} \approx 100 \text{ kN/m}^2$).

Şekil 3.15. $MSF - M_w$ ilişkisi (Çetin vd., 2018)Şekil 3.16. K_σ düzeltme katsayısı (Çetin vd., 2018)

3.4. Sıvılaşma ve Yumuşama Sonrası Dayanım

Sıvılaşma ve yumuşama sonrası kayma dayanımı, tekrarlı yükleme sırasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncı ve örselenmeye bağlıdır. Bu bölümde sıvılaşma ve yumuşama sonrası tekrarlı yükleme sonucunda azalan dayanımın tahmin edilmesine yönelik önerilen yöntemler özetlenmiştir.

3.4.1. Temiz Kumlar ve Silt-Kum Karışımlarında Sıvılaşma Sonrası Dayanım

Sıvılaşma durumunda kayma dayanımında azalma oluşmaktadır. Sıvılaşma tetiklenme analizleri sonucu hesaplanan güvenlik sayısının hedef değerinin altında kaldığı durumlarda ($GS < 1.0$) Idriss ve Boulanger (2008), Kramer ve Wang (2015) veya Weber vd. (2015) yöntemlerinden birisi ile sıvılaşma sonrası rezidüel dayanım değeri hesaplanmalıdır.

Idriss ve Boulanger (2008) Yöntemi

Idriss ve Boulanger (2008), rezidüel kayma dayanımının efektif örtü yüküne oranının (c_{ur}/σ'_{v0}), ince dane içeriği dahil ilgili düzeltmelerin yapıldığı standart penetrasyon deneyi direnci ($N_{1,60,tk}$) veya konik penetrasyon deneyi uç direncine ($q_{c,1,N,tk}$) bağlı olarak belirlenmesi için bir yöntem geliştirmiştir. Buna göre, önce aşağıda tariflenen durumlardan ilgili olanı belirlenmelidir.

Durum 1: Sıvılaşma sonrası oluşan yeni boşluk dağılımının nispeten önemli olmadığı sahalar (Bu koşulda zeminin tabakalanma durumu aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesine engel olmayarak, sönmülme sonucunda zeminde sıkılaşma oluşur)

Durum 2: Sıvılaşma sonrası oluşan yeni boşluk dağılımının önemli olduğu sahalar (Bu koşulda zeminin tabakalanma durumu aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesine engel olur. Bu durum genelde sıvılaşan zemin biriminin üzerinde düşük geçirgenliğe sahip kohezyonlu bir birimin varlığı nedeniyle oluşur. Sıvılaşabilir birimde gelişen aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmemesi ve sıvılaşabilir tabaka ile üzerindeki tabaka arasında suyun ince bir film oluşturmasına neden olur. Sonuçta, lokal olarak gevşeme ve dayanım kaybına sebebiyet vermesi ile gerçekleşir.)

Idriss ve Boulanger (2008) yönteminde düzeltilmiş standart penetrasyon deneyi darbe sayısı ($N_{1,60,tk} = N_{1,60} + \Delta N_{1,60}$) değeri Tablo 3.4'ten elde edilir. Durum 1 ve Durum 2 için (c_{ur}/σ'_{v0}) oranı SPT verilerine dayalı olarak Şekil 3.17'den veya analitik olarak Denklem 3.21'den elde edilmektedir.

(Denklem 3.21)

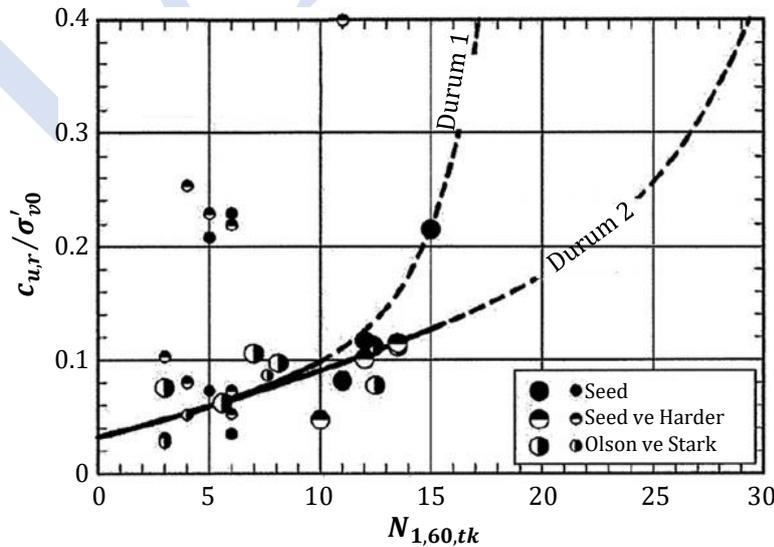
$$\text{Durum 1 için; } \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} = \left[\exp \left[\left(\frac{N_{1,60,tk}}{16} \right) + \left(\frac{N_{1,60,tk} - 16}{21.2} \right)^3 - 3.0 \right] \times \left[1 + \exp \left[\left(\frac{N_{1,60,tk}}{2.4} \right) - 6.6 \right] \right] \right] \leq \tan \phi'$$

$$\text{Durum 2 için; } \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} = \left[\exp \left[\left(\frac{N_{1,60,tk}}{16} \right) + \left(\frac{N_{1,60,tk} - 16}{21.2} \right)^3 - 3.0 \right] \right] \leq \tan \phi'$$

Burada; ϕ' : kohezyonsuz zeminin statik durumdaki kayma direnci açısıdır.

Tablo 3.4. $\Delta N_{1,60}$ değerleri (Seed, 1987)

İnce Dane İçeriği, IDI [%]	$\Delta N_{1,60}$
10	1
25	2
50	4
75	5



Şekil 3.17. SPT direncine bağlı sıvılaşma sonrası kayma dayanımı (Idriss ve Boulanger, 2008)

Idriss ve Boulanger (2008) yönteminde düzeltilmiş konik penetrasyon deneyi uç direnci ($q_{c,1,N,tk} = \Delta q_{c,1,N} + q_{c,1,N}$) değeri Tablo 3.5'ten elde edilir. Durum 1 ve Durum 2 için (c_{ur}/σ'_{v0}) oranı CPT verilerine dayalı olarak Şekil 3.18'den ya da analitik olarak Denklem 3.22'den elde edilmektedir.

(Denklem 3.22)

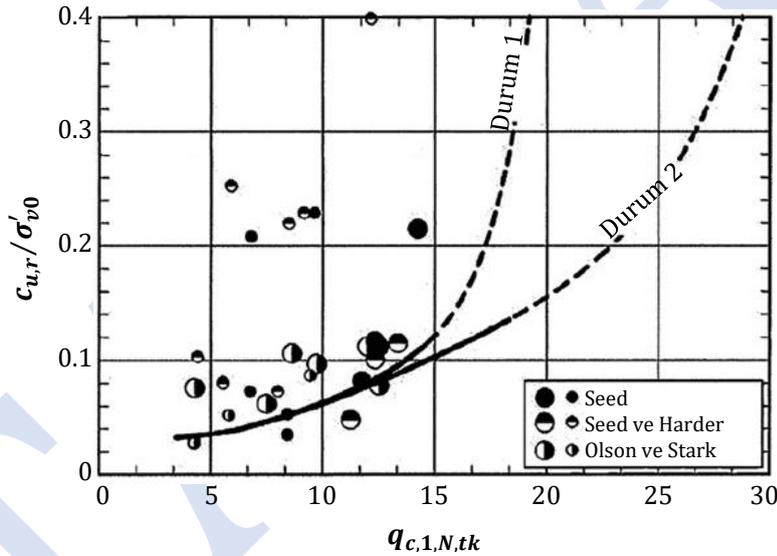
$$\text{Durum 1; } \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} = \left[\exp \left[\left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{24.5} \right) - \left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{61.7} \right)^2 + \left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{106} \right)^3 - 4.42 \right] \right] \times \left[1 + \exp \left[\left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{11.1} \right) - 9.82 \right] \right] \leq \tan \phi'$$

$$\text{Durum 2; } \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} = \left[\exp \left[\left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{24.5} \right) - \left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{61.7} \right)^2 + \left(\frac{q_{c,1,N,tk}}{106} \right)^3 - 4.42 \right] \right] \leq \tan \phi'$$

Burada; ϕ' : kohezyonsuz zeminin statik durumdaki kayma direnci açısıdır.

Tablo 3.5. $\Delta q_{c,1,N}$ değerleri (Idriss ve Boulanger, 2008)

İnce Dane İçeriği, IDI [%]	$\Delta q_{c,1,N}$
10	10
25	25
50	45
75	55



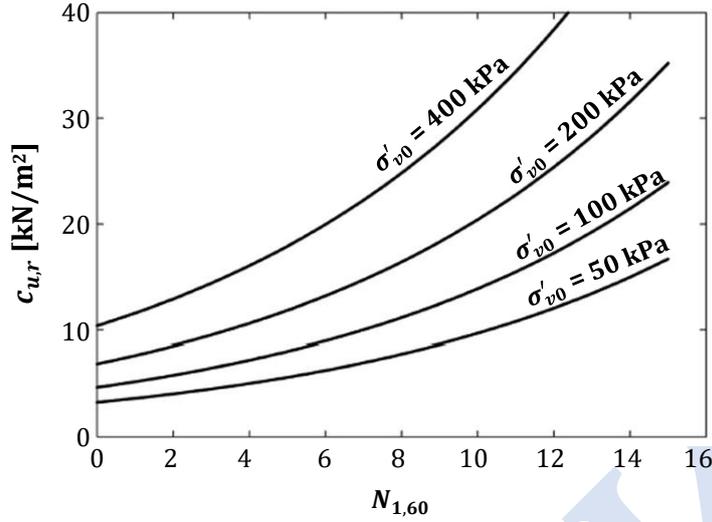
Şekil 3.18. CPT direncine bağlı sıvılaşma sonrası kayma dayanımı (Idriss ve Boulanger, 2008)

Kramer ve Wang (2015) Yöntemi

Kramer ve Wang (2015) tarafından geliştirilen hibrid modele göre sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı ile $SPT-N_{1,60}$ arasında Şekil 3.19'dan veya Denklem 3.23'ten elde edilebilmektedir.

$$\ln c_{ur} = -8.444 + 0.109N_{1,60} + 5.379\sigma'_{v0}{}^{0.1} \quad (\text{Denklem 3.23})$$

Burada; c_{ur} : rezidüel kayma dayanımı [psf], σ'_{v0} : sıvılaşma tetiklenmesinin gerçekleşmesi öngörülen zemin tabakasındaki ortalama efektif örtü yüküdür [psf].



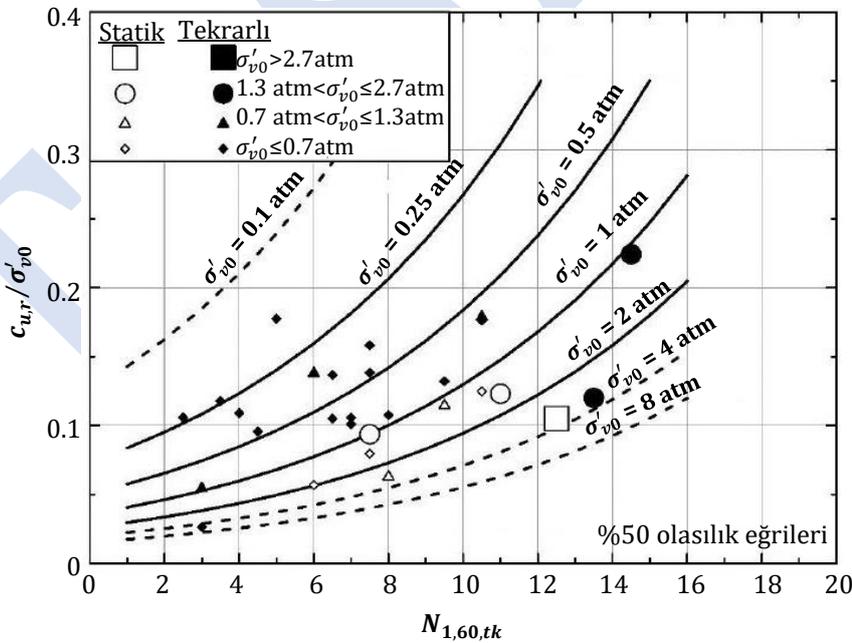
Şekil 3.19. SPT direncine bağlı rezidüel kayma dayanımı (Kramer ve Wang, 2015)

Weber vd. (2015) Yöntemi

Bu yöntem sıvılaşma tetiklenmesi sonrası rezidüel kayma mukavemetini belirlemek üzere olasılıksal bir çözüm sunmaktadır. Deterministik değerlendirmelerde rezidüel kayma dayanımı Şekil 3.20'de sunulan abak çözüm ya da Denklem 3.24'te verilen bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$c_{u,r} = \exp(0.1292 \cdot N_{1,60,tk} + 4.322 \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.12}) \quad (\text{Denklem 3.24})$$

Burada, $c_{u,r}$: sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı [lbs/ft²], σ'_{v0} : değerlendirilen derinlikteki düşey efektif gerilme [atm] ve $N_{1,60,tk}$: örtü yükü ve ince dane içeriği düzeltilmesi yapılmış %60 enerji verimliğindeki SPT darbe sayısını temsil etmektedir.



Şekil 3.20. SPT direncine bağlı sıvılaşma sonrası kayma dayanımı (Weber vd., 2015)

3.4.2. Silt – Kil Karışımlarında Sıvılaşma ve Yumuşama Sonrası Dayanım

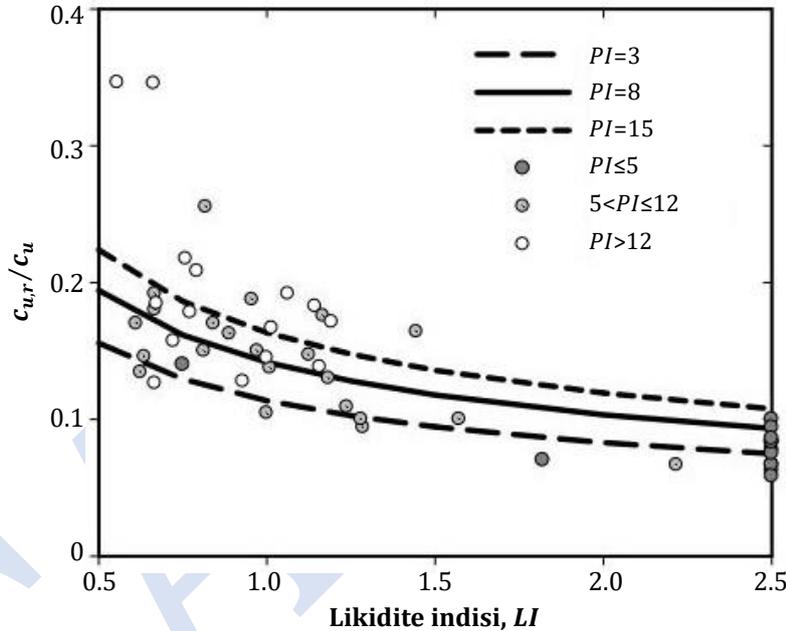
Tekrarlı yükler altında özellikle düşük plastisiteli kohezyonlu zeminlerin dayanım davranışları irdelenmelidir. Kohezyonlu zeminlerde kullanılması önerilen yöntem ve yaklaşımlar aşağıda özetlenmiştir.

Düşük Plastisiteli Kohezyonlu Zeminlerde Sıvılaşma Sonrası Dayanım

Düşük plastisiteli ($PI < 20$), silt – kil karışımı birimler için sıvılaşma tetiklenmesi öngörülmüşse deprem sürecinde malzemenin sahip olacağı minimum kayma dayanımı hesaplanacaktır. Burada rezidüel dayanımın statik durumdaki dayanıma oranının ($c_{u,r}/c_u$) belirlenmesi için kullanılacak olan Denklem 3.25 ve Şekil 3.21’de verilmiştir (Bilge, 2010 ve Çetin ve Bilge, 2014).

$$\ln\left(\frac{c_{u,r}}{c_u}\right) = \ln(0.089 \times PI^{0.226} \times LI^{-0.455}) \pm 0.213 \quad (\text{Denklem 3.25})$$

Önerilen bu ilişki, aşırı boşluk suyu basıncı oranının (r_u) 0.80’i geçtiği durumlar için geçerlidir.

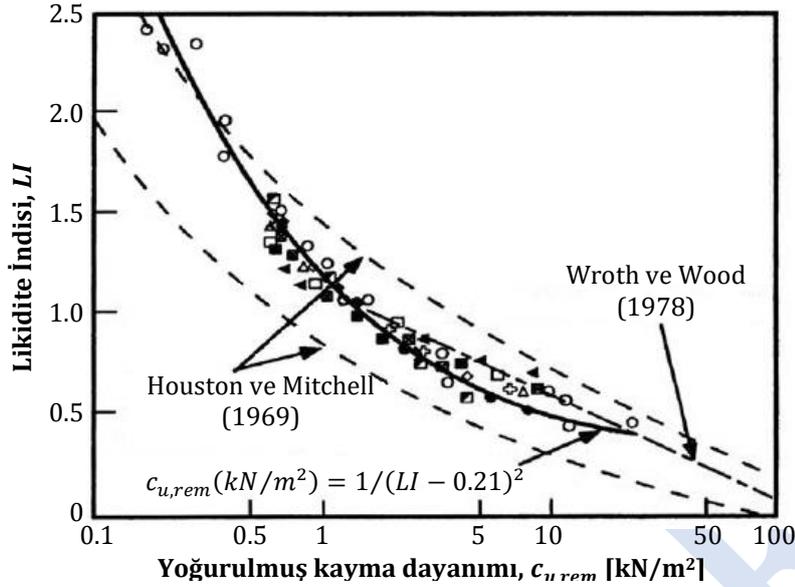


Şekil 3.21. Sıvılaşma sonrası minimum rezidüel kayma dayanımı ile likidite indisi ilişkisi (Bilge, 2010)

Yüksek Plastisiteli Kohezyonlu Zeminlerde Yumuşama Sonrası Dayanım

SCDOT (2010) düşük hassasiyetteki kohezyonlu zeminlerdeki yumuşama sonrası kayma dayanımı değerinin ($c_{u,r}$), statik durum drenajsız kayma dayanımı (c_u) değerinin %80’ine eşit alınmasını önermektedir. Bu durum hassas olmayan killer için geçerlidir.

Aşırı hassas killerde ($S_t \geq 5$) ise sıvılaşma kaynaklı düşen mukavemetin zeminin yoğurulmuş kayma dayanımına ($c_{u,rem}$) eşit olarak alınabileceği belirtilmiştir. Üç eksenli deney sonucunun olmadığı durumlarda Mitchell (1993) tarafından likidite indisine (LI) bağlı olarak önerilen $c_{u,rem} (kN/m^2) = 1/(LI - 0.21)^2$ ampirik korelasyonu dikkate alınabilir (Şekil 3.22). Bu denklem LI değerinin 0.4 ila 2.5 arasında olması koşulunda geçerlidir.



Şekil 3.22. Hassas kilerde $c_{u,rem}$ - LI ilişkisi (Mitchell, 1993)

3.5. Zeminlerin Tekrarlı Yükleme Kaynaklı Yer Değiştirme Davranışları

Zeminlerin sıvılaşma sonrası yer değiştirmeleri genel olarak iki ayrı başlık altında ele alınmaktadır: (i) sıvılaşan temiz kum / silt-kum karışımı zeminlerde oturma, akma yenilmesi ve yanal yayılma, ile (ii) sıvılaşan düşük plastisiteli kil-silt karışımı zeminlerde yeniden konsolidasyon.

3.5.1. Temiz Kumlar ve Silt-Kum Karışımlarında Sıvılaşma Kaynaklı Yer Değiştirme Davranışı

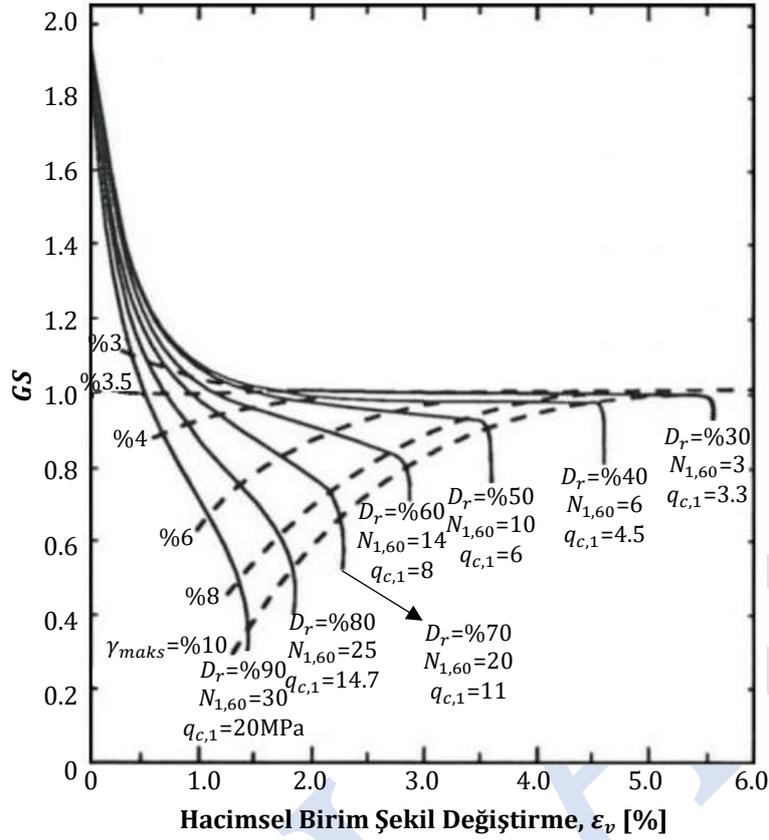
3.5.1.1. Tekrarlı Yükleme Altında Oturmaların Tahmini

Tekrarlı yükleme nedeniyle ortaya çıkacak oturmaların hesaplanması için Ishihara ve Yoshimine (1992) ya da Çetin vd. (2009b) yöntemleri kullanılabilir.

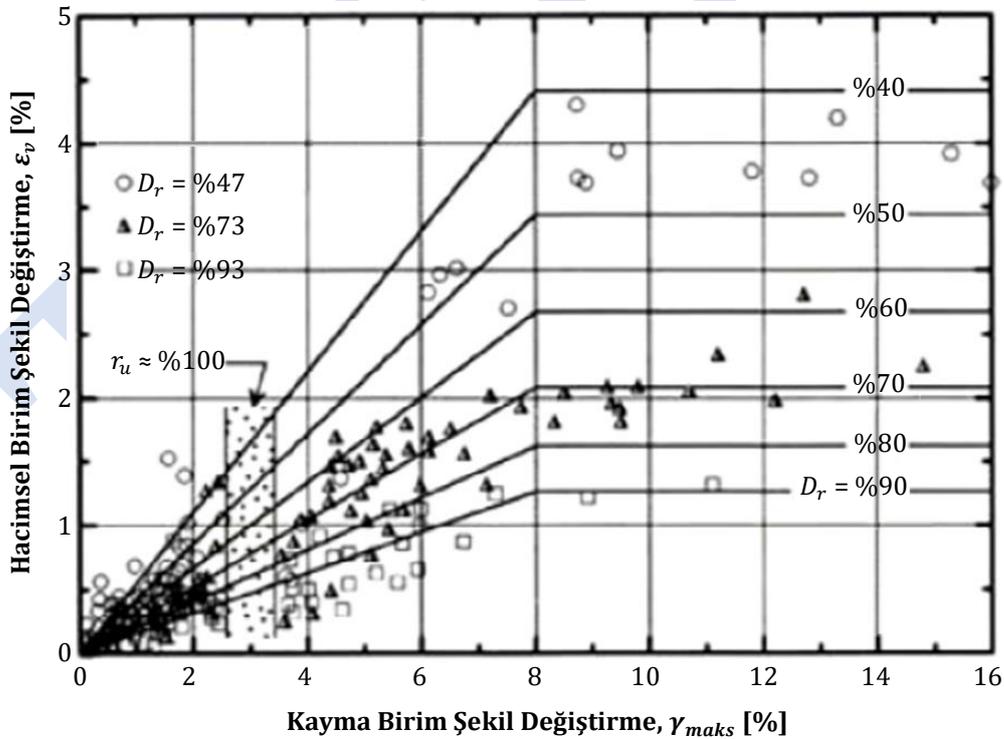
Akma ve yanal yayılmanın olmadığı durumlarda, deprem sarsıntısı kaynaklı olarak yeraltı suyu seviyesinin altındaki suya doymun kumlarda sıkılaşma sonucu oturmalar oluşmaktadır. Oturma tahminleri düz bir yüzeye sahip arazilerde akma yenilmesi ve yanal yayılma problemlerinin olmadığı koşullar için yapılmakta olup, bu problemlerin olmadığı eğimli yüzeylerde gerçekleşen oturmalar düz yüzeydekilerin yaklaşık %10-20 daha fazlası olmaktadır (Wu, 2002)

Ishihara ve Yoshimine (1992) Yöntemi

Araştırmacılar yaptıkları basit kesme deneyleri sonuçlarına dayalı olarak; sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısına bağlı sıvılaşma sonrası zeminde ortaya çıkacak oturmaların tahminine yönelik Şekil 3.23'teki abak çözümü geliştirmiştir. Bu abak ile, tekrarlı yükleme sonrası oluşacak hacimsel birim şekil değiştirme (ϵ_v); sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (GS) ile $SPT-N_{1,60}$ değeri, bağıl yoğunluk (D_r , %) veya normalize koni direncinin ($q_{c,1}$, kg/cm^2) bir fonksiyonu olarak belirlenebilmektedir.



(a)



(b)

Şekil 3.23. Tekrarlı yükleme kaynaklı hacimsel birim şekil değişirme tahmini
(Ishihara ve Yoshimine, 1992)

Bu yöntemde incelenen zemin profilinin üretebileceği toplam oturma aşağıdaki işlem sırası takip edilerek belirlenir:

i) İncelenen zemin profilinde bulunan her sıvılaştırılabilir nitelikteki tabakalar için güvenlik sayısı ve SPT- N (veya bağıl yoğunluk veya CPT- q_{c1}) değeri için ilgili hacim birim şekil değiştirme değeri belirlenir.

ii) Abaktan belirlenen bu değer, ilgili tabaka kalınlığı ile çarpılarak o tabakanın oturması hesaplanır.

iii) Sıvılaştırılan tabakalar için hesaplanan bu değerler toplanarak zemin profilinin üretebileceği toplam oturma belirlenir.

Çetin vd. (2009b), Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen yöntemden elde edilecek olan oturmaların 0.90 ile çarpılmasını önermiştir.

Çetin vd. (2009a,b) Yöntemi

Çetin vd. yaptıkları tekrarlı deney sonuçlarına göre tekrarlı yükleme sonrası hacimsel birim şekil değiştirme (ε_v) değerlerinin tahmini için olasılık tabanlı yarı - ampirik bir yöntem geliştirmiştir. Geliştirilen bağıntı Denklem 3.26'da verilmiş olup, abak çözüm ise Şekil 3.24'te sunulmuştur.

(Denklem 3.26)

$$\ln(\varepsilon_v) = \ln \left[\left[1.879 \times \ln \left[\frac{780.416 \ln(CSR_{SS,20,1-D,1atm}) - N_{1,60,tk} + 2442.465}{636.613 N_{1,60,tk} + 306.732} \right] \right] + 5.583 \right] \pm 0.689$$

Bu yöntem $5 \leq N_{1,60,tk} \leq 40$ ve $0.05 \leq CSR_{SS,20,1-D,1atm} \leq 0.60$, $0 \leq \varepsilon_v \leq \%5$ sınır koşulları için geçerlidir. Burada; $CSR_{SS,20,1-D,1atm}$: 1 atm referans efektif gerilme altında konsolide edilip tek boyutlu olarak 20 çevrimin uygulandığı (bu değer 7.5 büyüklüğündeki bir depremi temsil ettiği kabul edilmiştir) basit kesme deneyine ait tekrarlı gerilme oranı olup ilgili değer Denklem 3.27'den hesaplanacaktır.

$$CSR_{SS,20,1-D,1atm} = \frac{CSR}{K_{md} \times K_{Mw} \times K_{\sigma}} \quad (\text{Denklem 3.27a})$$

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{maks}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (\text{Denklem 3.27b})$$

Burada; K_{md} , K_{Mw} ve K_{σ} katsayıları sırasıyla çok yönlü yükleme, deprem moment büyüklüğü ve efektif örtü yüküne bağlı olarak saha koşullarına karşılık gelen CSR_d değerinin eşdeğer laboratuvar değerine çevrilmesi için uygulanan ölçekleme katsayıları olup sırasıyla Denklem 3.28, Denklem 3.29 ve Denklem 3.30 kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$K_{md} = 0.361 \ln(D_r) - 0.579 \quad (\text{Denklem 3.28})$$

$$K_{Mw} = \frac{87.1}{M_w^{2.217}} \quad (\text{Denklem 3.29})$$

$$K_{\sigma} = (\sigma'_{v0}/P_a)^{f'-1} \quad (\text{Denklem 3.30a})$$

$$f' = 1 - 0.005 D_r \quad (\text{Denklem 3.30b})$$

$$D_r[\%] = 15 \times (N_{1,60})^{0.5} \quad (\text{Denklem 3.30c})$$

Çetin vd. (2009b) yöntemine göre oturma hesaplarında aşağıdaki adımlar takip edilmelidir:

(i) Her tabaka için $N_{1,60,tk}$ (Denklem 3.10, Denklem 3.18 ve Tablo 3.3 kullanılarak) ve $CSR_{SS,20,1-D,1atm}$ (Denklem 3.27a) değerleri hesaplanır.

(ii) Madde (i)'de hesaplanan değerler ışığında, her tabaka için hacimsel birim şekil değiştirme (ε_v) değeri Denklem 3.26 veya Şekil 3.24 kullanılarak hesaplanır.

(iii) Ağırlık faktörü (DF) değeri Denklem 3.31 kullanılarak her tabaka için ayrı ayrı hesaplanır.

$$DF_i = 1 - \frac{z_i}{18m} \quad (\text{Denklem 3.31})$$

Burada; z_i : hesap yapılacak tabakanın orta noktasının yüzeyden itibaren derinliğidir [m].

(iv) Değerlendirilen zemin profilinin üreteceği eşdeğer hacimsel birim şekil değiştirme ($\varepsilon_{v,ed}$) Denklem 3.32 kullanılarak hesaplanır

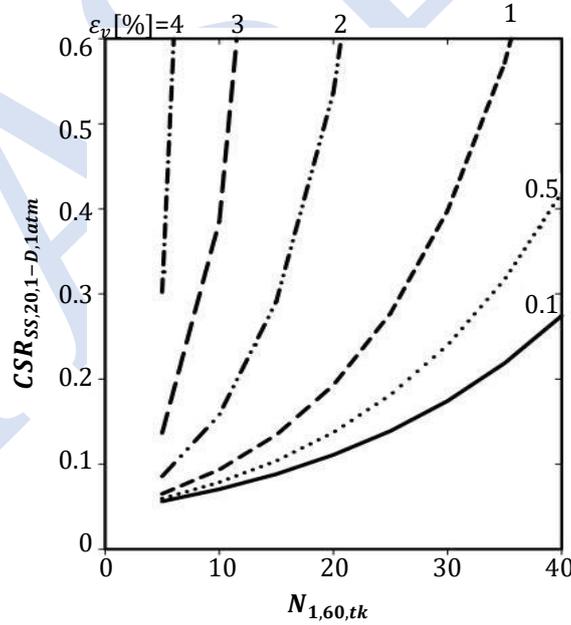
$$\varepsilon_{v,ed} = \frac{\sum \varepsilon_{v,i} \times t_i \times DF_i}{\sum t_i \times DF_i} \quad (\text{Denklem 3.32})$$

Burada; t_i : suya doymun kohezyonsuz sıvılaştırılabilir tabakanın kalınlığıdır.

(v) Değerlendirilen zemin profilinin üreteceği tahmini oturma (s_{tahmin}) ise, kalibrasyon katsayısını da içeren Denklem 3.33 kullanılarak hesaplanır.

$$s_{tahmin} = 1.15 \times \varepsilon_{v,ed} \times \sum t_i \quad (\text{Denklem 3.33})$$

Bu yöntemde kohezyonlu birimler oturma hesabında dikkate alınmamalıdır.



Şekil 3.24. Hacimsel birim şekil değiştirme sınır eğrileri (Çetin vd., 2009a)

3.5.1.2. Akma Yenilmesi

Akma yenilmesi aşağıdaki koşullarda gerçekleşebilmektedir:

- yanal yayılma probleminin olmayacağı kadar gevşek zeminlerin yer aldığı,
- yüzey eğiminin 5 dereceden daha fazla olduğu,

- 45 m 'den daha yakın bir mesafede 5 m 'den daha derin topoğrafik düşü veya vadinin yer aldığı durumlarda

zeminin serbest yüzeye / kanal / nehir yatağına doğru akması sonucunda oluşur.

Akma yenilme tahkiklerinde sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı parametreleri kullanılarak limit denge analizi yapılır. Bu analizlerde deprem atalet kuvvetleri dikkate alınmaz (ayrıştırılmış analiz: $k_h = k_v = 0$).

Limit denge analizleri sonucunda güvenlik sayısının 1.05 değerinden büyük olması durumunda akma probleminin oluşması beklenmez (SCDOT, 2008 ve WSDOT, 2013). Bu durumda, Bölüm 3.5.1.3'te detayları verilen yanal yayılma değerlendirmelidir. $GS < 1.05$ koşulunda akma yenilmeleri gerçekleşir. Bu durumda, metreler mertebesinde yer değiştirmeler ve / veya dairesel yenilme düzlemleri oluşur. Akma yenilmesi tespit edildiğinde, yer değiştirme tahmini yapılmaksızın zemin iyileştirme yöntemlerinin kullanılması önerilir. Zemin iyileştirme sonrası akma probleminin kalmadığı analizler ile gösterilmelidir (SCDOT, 2008).

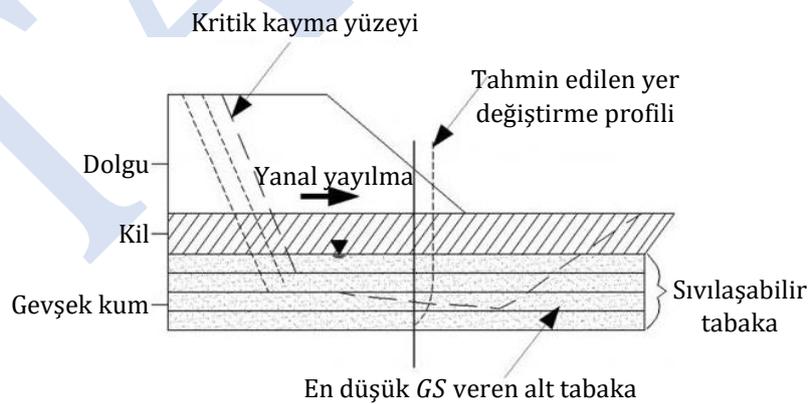
3.5.1.3. Yanal Yayılma Tahmini

Yanal yayılma, deprem sırasında sıvılaşma nedeniyle yüzeydeki zemin birimlerinin bloklar halinde kırılması, eğim aşağı veya serbest yüzey doğrultusunda kayması olarak tanımlanmaktadır (Şekil 3.25). Özellikle yüzey yapıları ve boru hatları için yanal yayılmalar oturmalara göre daha kritiktir. Bunun yanında, yanal yayılmalar köprü kenar ayak temellerinde de ilave yanal yükler ortaya çıkarabilir (SCDOT, 2008-2010).

Yanal yayılmalar genel olarak sıvılaşan bir tabakanın üzerinde sıvılaşmayan bir zemin kütlelerinin yer alması durumunda ortaya çıkmaktadır. Yanal yayılma aşağıdaki koşullarda gerçekleşebilmektedir:

- akma probleminin olmayacağı kadar sıkı zeminlerin yer aldığı,
- sıvılaşan zemin derinliğinin 15 m'den sığ olduğu durumlarda,
- yüzey eğiminin 5 dereceden daha az olduğu,
- 45 m'den daha yakın bir mesafede 5 m'den sığ topoğrafik düşü veya vadinin yer aldığı durumlarda

zeminin serbest yüzeye / kanal / nehir yatağına doğru hareketlenmesi sonucunda oluşur.



Şekil 3.25. Yanal yayılmanın şematik gösterimi (FHWA, 2011)

Yanal yayılmaların değerlendirilmesi için sırasıyla aşağıdaki adımların izlenmesi gerekmektedir:

- 1- Zemin tabakaları sıvılaşma tetiklenme analizleri gerçekleştirilerek, sıvılaşabilir birimler tespit edilir.

- 2- Yanal yayılma mekanizması deprem esnasında ve sıvılaşmanın olduğu durumda gerçekleştiğinden, tetikleme analizleri rezidüel zemin parametreleri kullanılarak ve genel limit denge analizlerinde eşdeğer deprem katsayısı kullanılarak yapılır (birleştirilmiş analiz, $k_h \neq 0$).
- 3- Yapılan analizler sonucunda $GS < 1.05$ elde edilmesi durumunda yanar yayılma yenilmeleri gerçekleşir.
- 4- Yanal yayılma kaynaklı yer değıştirmenin tahmini için ampirik / yarı-ampirik yöntemler kullanılır.

Genel olarak ampirik / yarı-ampirik yöntemler ile hesaplanan yanar yayılma değeri, belirsizlikler dikkate alınarak 2 ile faktörlenmektedir.

Sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı ile statik durumdaki dayanım oranının %50'nin altında olduğu koşullarda, yanar yayılma değeri değerlendirilmelerinde Newmark yöntemin kullanılması uygun değildir.

Dayanım oranının %50'nin üzerinde olması durumunda Newmark yöntemi de kullanılabilir. Newmark yöntemindeki yenilme eşdeğer deprem katsayısı (k_y) değeri sıvılaşmış birimlerin rezidüel kayma dayanımları kullanılarak elde edilecektir. Newmark Yöntemi'nden elde edilen yer değıştirmeler bir alt limit olarak kabul edilebilir.

Bu bölümde, yanar yayılma hesaplarında kullanılması önerilen ampirik / yarı ampirik yöntemlere yer verilecektir.

Youd vd. (2002) Yöntemi

Youd vd. (2002) tarafından önerilen yöntemde eğimli ve serbest yüzeyler için sırasıyla Denklem 3.34 ve Denklem 3.35 ile yanar yayılma (D_h [m]) tahmin edilebilmektedir.

Eğimli yüzeyler için (Şekil 3.28, Durum1):

(Denklem 3.34)

$$\log D_h = -16.213 + 1.532M_w - 1.406R^* - 0.012R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{50,15} + 0.1\text{mm})$$

Serbest yüzeyler için (Şekil 3.28, Durum2):

(Denklem 3.35)

$$\log D_h = -16.713 + 1.532M_w - 1.406R^* - 0.012R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{50,15} + 0.1\text{mm})$$

Burada;

M_w : depremin moment büyüklüğü ($6.0 < M_w < 8.0$),

S : yüzey eğimi [%] ($\%0.1 < S < \%6$),

T_{15} : $N_{1,60} \leq 15$ olan suya doymun kohezyonsuz birimlerin kalınlığı [m] ($0.3 \text{ m} < T_{15} < 12 \text{ m}$),

F_{15} : T_{15} kalınlığını oluşturan birimlerin ortalama ince dane içeriğı [%] ($\%0 < F_{15} < \%50$),

$D_{50,15}$: T_{15} kalınlığını oluşturan birimlerin ortalama dane boyutu [mm] ($0.1 \text{ mm} < D_{50,15} < 1 \text{ mm}$),

R : en yakın sismik kaynağı veya faya olan uzaklığı [km]

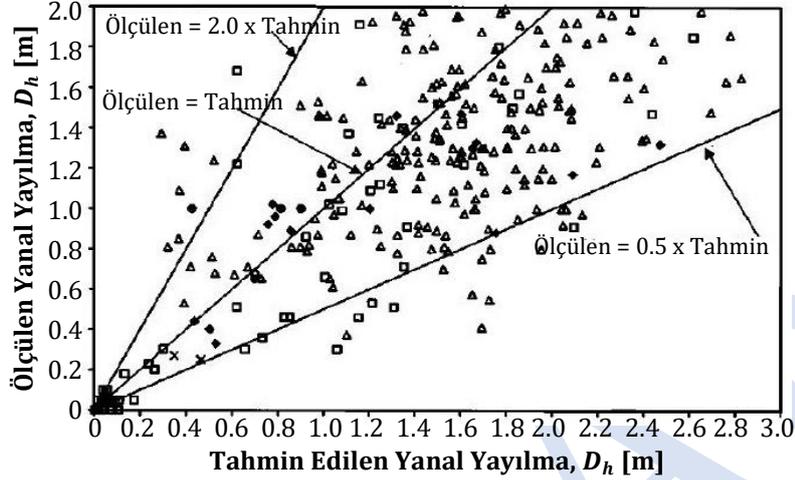
W : serbest yüzey oranı [%] olup $100 \times (H/L)$ 'dir (Şekil 3.28, Durum 2). ($\%1 < W < \%20$)

Düzeltilmiş kaynak uzaklığı, R^* [km] değeri, ise Denklem 3.36'dan elde edilmektedir.

$$R^* = R + R_0 \quad (\text{Denklem 3.36a})$$

$$R_0 = 10^{0.89M_w - 5.64} \quad (\text{Denklem 3.36b})$$

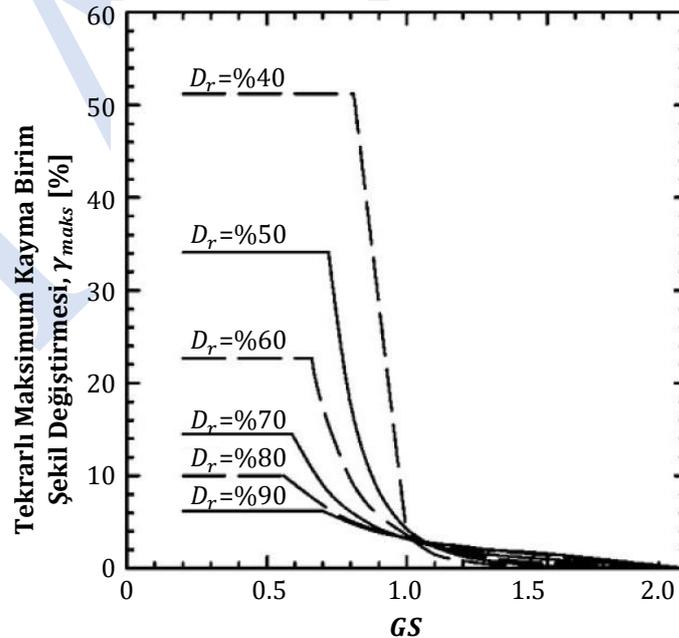
Bu yöntemden tahmin edilen yer değiştirmeler ve gerçekte ölçülen yanal yayılma değerleri arasında Şekil 3.26'da verildiği gibi iki kat mertebesinde belirsizlik vardır.



Şekil 3.26. Yanal yayılma modeli performans değerlendirilmesi (Youd vd., 2002)

Zhang vd. (2004)

Bu yöntem ile standart penetrasyon deneyi (SPT) veya konik penetrasyon deneyi (CPT) dirençlerine bağlı olarak yanal yayılma miktarı tahmin edilmektedir. Tekrarlı maksimum kayma birim şekil değiştirmesi (γ_{maks}) ile sıvılaşmaya karşı hesaplanan güvenlik sayısı (GS) arasında, zeminin bağıl yoğunluğuna (D_r) bağlı olarak önerilen ilişki Şekil 3.27'de verilmiştir. Alternatif olarak Tablo 3.6'da verilen analitik denklemler de kullanılabilir.



Şekil 3.27. Tekrarlı maksimum kayma birim şekil değiştirmesi (γ_{maks}) ile sıvılaşmaya karşı hesaplanan güvenlik sayısı (GS) arasındaki ilişki (Zhang vd., 2004)

$N_{1,60,tk}$ veya $q_{c,1,tk}$ değerleri kullanılarak zeminin bağıl yoğunluğu (D_r) Denklem 3.37 ve Denklem 3.38 ile hesaplanabilmektedir. Bu denklemler $N_{1,60,tk} \leq 42$ ve $q_{c,1,N,tk} \leq 200$ koşulları için kullanılabilir.

$$D_r = 14\sqrt{N_{1,60,tk}} \quad (\text{Denklem 3.37})$$

$$D_r = -85 + 76 \log(q_{c,1,N,tk}) \quad (\text{Denklem 3.38})$$

Derinlik boyunca sıvılaşma potansiyeline sahip zemin birimleri için elde edilen γ_{maks} değerleri Denklem 3.39 kullanılarak yanal yer değiştirme indisinin (LDI) hesaplanması ile toplanır.

$$LDI = \int_0^{Z_{maks}} \gamma_{maks} dz \quad (\text{Denklem 3.39})$$

Burada; dz : γ_{maks} değerinin hesaplandığı her birimin kalınlığı ve Z_{maks} : sıvılaşmaya karşı $GS < 2.0$ büyük sıvılaşma potansiyeline sahip tüm birimlerin maksimum derinliğidir. Yanal yayılma kaynaklı yer değiştirme değeri (D_h), LDI ve sahanın geometrik özelliklerine bağlıdır. Sahanın geometrik özellikleri aşağıda tanımlanan ve Şekil 3.28'de gösterilen üç farklı geometrik duruma göre kategorize edilmiştir.

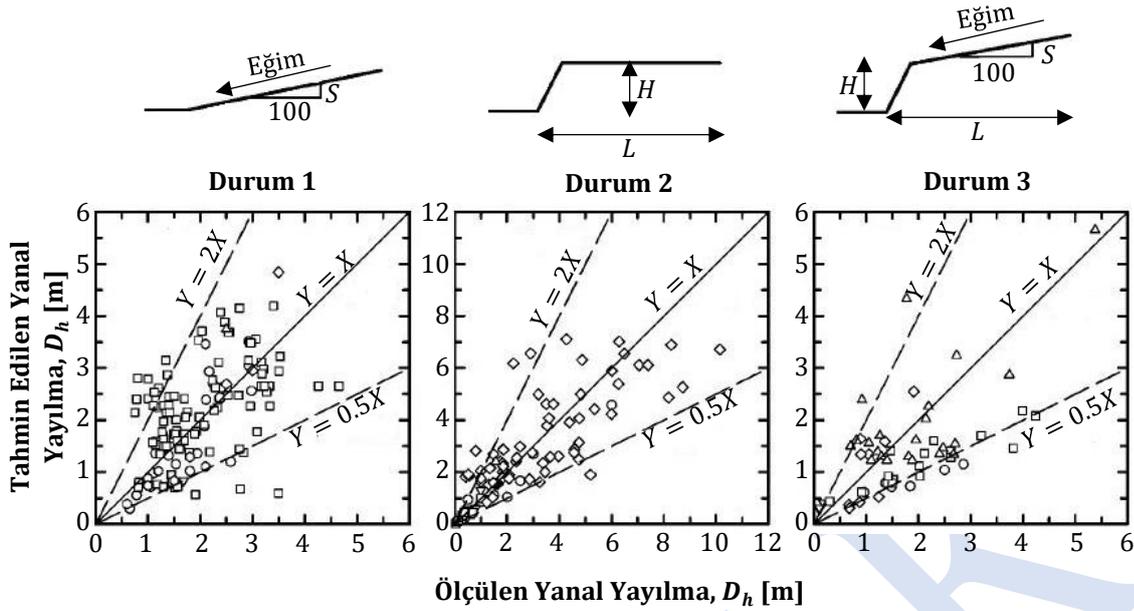
Durum 1: Düşük eğimli serbest yüzeyin olmadığı yüzey

Durum 2: Yatay ve serbest yüzeyin olduğu yüzey

Durum 3: Düşük eğimli serbest yüzeyin olduğu yüzey

Tablo 3.6. Şekil 3.27'deki ilişkinin analitik denklem seti (Zhang vd., 2004)

Bağıl Yoğunluk Koşulu	GS Koşulu	γ_{maks} [%]
$D_r = \%90$	$0.70 \leq GS \leq 2.00$	$3.26(GS)^{-1.80}$
	$GS \leq 0.70$	6.2
$D_r = \%80$	$0.56 \leq GS \leq 2.00$	$3.22(GS)^{-2.08}$
	$GS \leq 0.56$	10.0
$D_r = \%70$	$0.59 \leq GS \leq 2.00$	$3.20(GS)^{-2.89}$
	$GS \leq 0.59$	14.5
$D_r = \%60$	$0.66 \leq GS \leq 2.00$	$3.58(GS)^{-4.42}$
	$GS \leq 0.66$	22.7
$D_r = \%50$	$0.72 \leq GS \leq 2.00$	$4.22(GS)^{-6.39}$
	$GS \leq 0.72$	34.1
$D_r = \%40$	$1.00 \leq GS \leq 2.00$	$3.31(GS)^{-7.97}$
	$0.81 \leq GS \leq 1.00$	$250(1.0 - GS) + 3.5$
	$GS \leq 0.81$	51.2



Şekil 3.28. Yüzeyin geometrik sınıflandırması (Zhang vd., 2004)

Şekil 3.28'de verilen şematik gösterimde S : yüzey eğimi [%], H : serbest yüzeyin yüksekliği ve L : serbest yüzeye olan mesafedir. Yüzeyin geometrik koşulu belirlendikten sonra yanıl yer değiştirme (D_h) Denklem 3.40'tan elde edilmektedir.

$$D_h = \left\{ \begin{array}{ll} \text{Durum 1 için } \%0.2 < S < \%3.5 \text{ koşulunda} & LDI(S + 0.2) \\ \text{Durum 2 ve 3 için } 4 < (L/H) < 40 \text{ koşulunda} & 6 \times LDI(L/H)^{-0.8} \end{array} \right\} \text{ (Denklem 3.40)}$$

Yarı-ampirik olarak geliştirilen bu yöntem, Tablo 3.7'de verilen alt ve üst limit değerlerinin dışındaki değerler için kullanılmaz.

Tablo 3.7. Model parametreleri için limit aralığı (Zhang vd., 2004)

Parametre	Alt Limit	Üst Limit
Moment büyüklüğü, M_w	6.4	9.2
Maksimum yatay yer ivmesi, PGA	0.19g	0.60g
Serbest yüzey yüksekliği, H	0	18 m

3.5.1.4. Fay Atımı Kaynaklı Yatay Yer Değiştirmelerin Tahmini

Verilen bir deprem büyüklüğü senaryosu için kaynak - saha arası mesafeleri hesaplayabilmek için kırık geometrisini (uzunluk, genişlik veya alan) hesaplamak gerekmektedir. Bu amaçla mevcut deprem çözümlerinden yola çıkılarak ampirik olarak geliştirilen modellerden faydalanılacaktır (Wells ve Coppersmith, 1994 veya uluslararası literatürde kabul görmüş güncel yöntemler). Buna göre, başta deprem moment büyüklüğü (M_w) olmak üzere, deprem senaryosu kapsamındaki faya ait baskın mekanizmaya göre gruplara ayrılmış bağıntılar kullanılacaktır. Yüzey kırığı oluşturan depremler için kırık uzunluğu (SRL), yüzey kırığı oluşturmeyen depremler için kırık uzunluğu (RL), kırık genişliği (RW) ve kırık alanı (RA) parametrelerine göre sınıflandırılmış ilişkiler Tablo 3.8'de sunulmuştur. Fay mekanizmasının tahmin edilemediği durumlar için tüm veri kümesi kullanılarak oluşturulmuş bağıntı kullanılacaktır.

Tablo 3.8. Fay mekanizmalarına bağlı kırık geometrisi tahmini için bağıntılar

Ampirik Model*	Fay Mekanizması	a	b	Standart Sapma, σ_d
$\log(SRL) = a + bM_w$	Doğrultu Atımlı	-3.55	0.74	0.23
	Ters/Bindirme Atımlı	-2.86	0.63	0.20
	Normal Atımlı	-2.01	0.50	0.21
	Tümü	-3.22	0.69	0.22
$\log(RLD) = a + bM_w$	Doğrultu Atımlı	-2.57	0.62	0.15
	Ters/Bindirme Atımlı	-3.42	0.58	0.16
	Normal Atımlı	-1.88	0.50	0.17
	Tümü	-2.44	0.59	0.16
$\log(RW) = a + bM_w$	Doğrultu Atımlı	-0.76	0.27	0.14
	Ters/Bindirme Atımlı	-1.61	0.41	0.15
	Normal Atımlı	-1.14	0.35	0.12
	Tümü	-1.01	0.32	0.15
$\log(RA) = a + bM_w$	Doğrultu Atımlı	-3.42	0.90	0.22
	Ters/Bindirme Atımlı	-3.99	0.98	0.26
	Normal Atımlı	-2.87	0.82	0.22
	Tümü	-3.49	0.91	0.24

*: Birimler km ve km²'dir.

Burada her modele ait medyan tahminleri ile birlikte, model belirsizliği de standart sapma değeri ifadesiyle birlikte sunulmuştur. Çoklu deprem senaryolarının tümleşik olarak çalışıldığı olasılıksal sismik tehlike analizi modellerinde, deprem büyüklüğü – kırık geometrisi ilişkisine ait belirsizlik, tehlike integralinin içine dahil edilecektir. Deterministik senaryolara ait kırık geometrisi kestirimlerini yaparken; medyan tahminlerle birlikte tercihen 1 standart sapma ilave edilmiş kırık geometrileri kullanılarak kaynak – saha arasındaki mesafeler hesaplanacaktır. Tablo 3.8'e esas tüm olasılıksal ve deterministik senaryoların $M_w = 4.50 - 8.00$ arasında olması önerilir.

Benzer şekilde, depremler tarafından tetiklenecek fay şekil değiştirmesi kaynaklı risklerin tahmin edilmesi için deprem büyüklüğü ile sismik etkinlik kaynaklı olarak oluşacak yüzey atım miktarları ampirik ilişkiler yoluyla hesaplanabilir. Sırasıyla fay atımı kaynaklı maksimum fay yer değiştirmesi (MD) ile ortalama fay yer değiştirmesi (AD) – deprem büyüklüğü arasındaki ilişkiler Tablo 3.9'da verilmiştir. Tüm değerler, yüzeyde takip edilebilen deprem kaynaklı atımları ifade etmekte olup Tablo 3.9'a esas tüm olasılıksal ve deterministik senaryoların $M_w = 5.50 - 8.00$ arasında olması önerilir.

Tablo 3.9. MD ve AD tahmin denklemleri

Ampirik Model*	Fay Mekanizması	a	b	Standart Sapma, σ_d
$\log(MD) = a + bM_w$	Tümü	-5.46	0.82	0.42
$\log(AD) = a + bM_w$	Tümü	-4.80	0.69	0.36

*: Birimler m'dir.

3.5.2. Silt – Kil Karışımlarının Tekrarlı Yükleme Kaynaklı Yer Değiştirme Davranışları

Plastik özellikteki silt – kil karışımlarında tekrarlı yükler altında gelişen kayma birim yer değiştirmelerinin sınırlı mertebelindedir. Bu yer değiştirmelerin tahmini için Bilge (2010) ve Çetin ve Bilge (2014) yöntemleri kullanılabilir.

3.6. Sıvılaşmış Zemin Dayanımının Deprem Atalet Yükleri ile Kombinasyonu

Üstyapı ve zeminde etkiyen deprem yüklerinin sıvılaşmanın yarattığı dayanım kaybı, yanal akma ve yayılma, rijitlik kaybı, oturma, negatif sürtünme etkileri ile kombine edilerek yapı/zemin

etkileşim analizlerinin yapılması (*birleştirilmiş analiz*) veya yapılmaması (*ayrıştırılmış analiz*) depremin süresine ve zeminin sıvılaşmaya karşı direncine bağlıdır (WSDOT, 2015).

Deprem sarsıntı şiddetinin düşük, süresinin görece kısa olduğu yüklem koşulları ve göreceli olarak sıkı zemin profillerinde sıvılaşmanın/yumuşamanın sarsıntının sonlarına yakın gerçekleşeceği dikkate alınarak, yapı - zemin etkileşim analizleri atalet kuvvetleri uygulanmaksızın (*ayrıştırılmış analiz*, k_h ve $k_v = 0$) analizler gerçekleştirilir. Bu yaklaşımda sıvılaşmanın depremden sonra gerçekleşeceği kabulü yapılmıştır.

Sıvılaşma olması durumunda tasarım spektrumu sıvılaşmamış durum ile aynıdır. Sıvılaşmış zeminin gerek yatay gerekse düşey dirençlerinin hesabında sıvılaşma sonrası ortaya çıkan rezidüel parametreler kullanılır. Zemin-yapı etkileşim hesabında yapıya deprem esnasında etkiyen yanal deprem yükleri dikkate alınmaz.

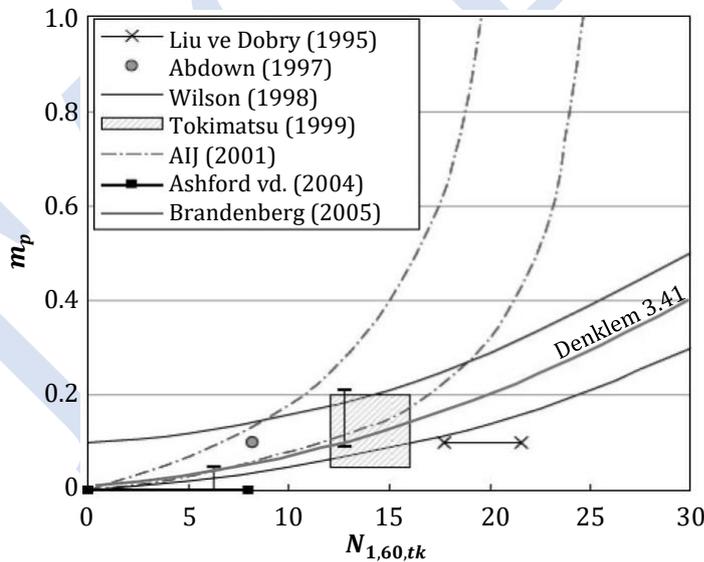
Benzer yaklaşımlarla kazıklı temellerde negatif sürtünme yükleri deprem sonrasında (yapı ve zemindeki deprem atalet kuvvetleri dikkate alınmaksızın) sıvılaşmış zemin rezidüel parametreleri ile hesaplanmalıdır.

Sıvılaşma durumunda yapısal analizlerde zemin - kazık etkileşimini tanımlamak için sıvılaşabilir birimlerin p - y eğrileri aşağıdaki yöntemlerden biri kullanılarak hesaplanır:

Yöntem 1: p - y Eğrilerine Düzeltme Katsayısı Uygulama Yöntemi

Sıvılaşabilir zeminler için sıvılaşma olmaması durumunda elde edilen p - y eğrisindeki p değerlerine çarpan olarak Denklem 3.41'de önerilen düzeltme katsayısı (m_p) uygulanacaktır (Ashford vd., 2011). Bu ilişki Şekil 3.29' da da sunulmuştur.

$$m_p = 0.0031N_{1,60,tk} + 0.00034N_{1,60,tk}^2 \quad (\text{Denklem 3.41})$$



Şekil 3.29. m_p ile $N_{1,60,tk}$ arasındaki ilişki (Ashford vd., 2011)

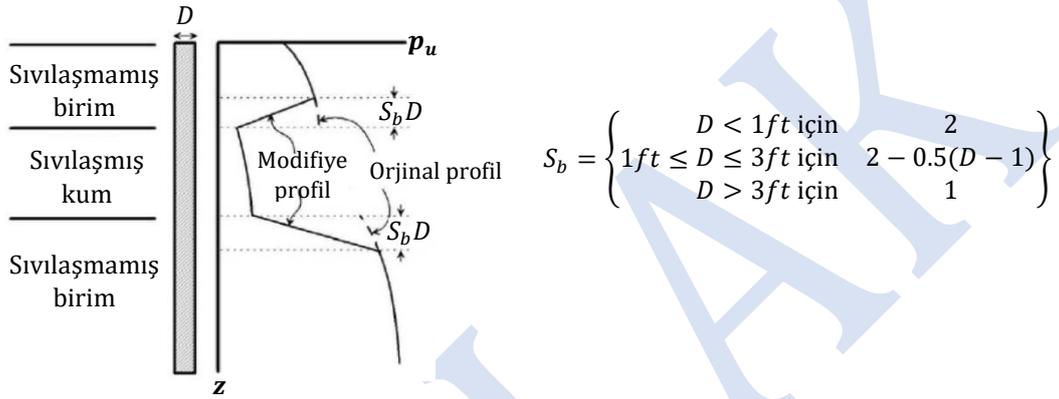
Burada; $N_{1,60,tk}$: sıvılaşma tetiklenme analizlerinde hangi yöntem tercih edilmişse buna göre Denklem 3.9 (Yöntem 1A) veya Denklem 3.18 (Yöntem 1B) 'den hesaplanacaktır. Denklem 3.41, aşırı boşluk suyu basıncı oranının (r_u) 1.0'e eşit olması durumu için geçerli olup, 1.0'e yakın ancak 1.0 'den küçük r_u değerleri için Denklem 3.41'den elde edilen m_p değeri $1/r_u$ ile çarpılarak p - y

eğrisinde kullanılacaktır. Aşırı boşluk suyu basıncı oranının (r_u) tahminine yönelik olarak Çetin ve Bilge (2012b) tarafından önerilen yöntem Ek-3B'de verilmiştir.

Sıvılaşabilir birimin üstündeki ve altındaki sıvılaşmayan birimin olması durumunda p - y eğrilerinde düzeltme katsayısı uygulanır. Sıvılaşan birimin alt ve üstünde $S_b D$ kalınlığındaki tabakalarda Şekil 3.30'da gösterilen geçiş bölgelerinde kullanılacak olan m_p değeri Denklem 3.42'den hesaplanır.

$$m_p(z) = \frac{p_{u-L}}{p_{u-NL}} + \left(1 - \frac{p_{u-L}}{p_{u-NL}}\right) \left(\frac{z}{S_b D}\right) \quad (\text{Denklem 3.42})$$

Burada; p_{u-L} ve p_{u-NL} : sırasıyla sıvılaşan ve sıvılaşmayan birimlerdeki nihai gerilme değerleri, z : sıvılaşan birimin alt ve üst sınırından mesafe [ft] ve D : kazığın çapıdır [ft].



Şekil 3.30. Sıvılaşan zemine komşu sıvılaşmayan birimlerdeki zayıflama etki aralığının tanımı (Ashford vd., 2011)

Yöntem 2: Rezidüel Dayanım Yöntemi

Sıvılaşmanın tetiklenmesinin öngörüldüğü zeminlerde yumuşak kil zeminler için önerilen p - y eğrileri kullanılacaktır. Bu eğrilerin hesabında yer alan drenajsız kayma dayanımı (c_u) değeri yerine sıvılaşma sonrası Bölüm 3.4'te önerilen yaklaşımlardan elde edilebilecek rezidüel kayma dayanımı (c_{ur}) kullanılacaktır.

3.7. Sıvılaşmaya Karşı Önlemler

Sıvılaşmaya karşı alınacak önlemler iki ana başlık altında ele alınmaktadır:

- Yapısal Önlemler:** Sıvılaşmanın yapı üzerinde yaratacağı kuvvetler/etkiler hesaplanır ve yapı bu tesirlere istenen güvenlik koşullarını sağlayacak şekilde tasarlanır. Bu tasarım sıvılaşmış zemin-yapı etkileşimi analizi kapsamında şekillendirilir.
- Zemin İyileştirme Yöntemleri:** Yapının sıvılaşma nedeniyle maruz kalacağı tesirlere direnecek boyutlarda tasarımının ekonomik olmaması veya riskli olması durumunda zemin iyileştirme yöntemleri uygulanarak zemin sıvılaşması potansiyeli ortadan kaldırılır. Zemin iyileştirme başlığı altında: a) zeminin sıkılaştırılması ve rijit elemanlarla güçlendirilmesi, b) zemin kompozisyonunun iyileştirilmesi ve c) drenaj önlemleri vardır.

Sıkılaştırma/Güçlendirme yöntemleri uygulamaları : *i.* Derin sıkıştırma (vibro-kompaksiyon); *ii.* Taş kolonlar; *iii.* Derin dinamik kompaksiyon; *iv.* Patlatma; *v.* Kompaksiyon enjeksiyonu ; *vi.* jet enjeksiyon ve *vii.* Derin karıştırma yöntemlerini kapsamaktadır. Taş kolonlar ve kompaksiyon enjeksiyonu derin karıştırma ve jet enjeksiyon kolonları zeminde aynı zamanda rijit elemanlar teşkil ederek zemini güçlendirme etkisi de yaratmaktadır. Rijit elemanların teşkil edilmesi durumunda zemin kayma dayanımı ve deformasyon parametreleri “kompozit malzeme” yaklaşımı ile tayin edilmektedir. Taş kolonlar ve jet enjeksiyon yöntemi için Erol ve Çekinmez B. (2016) ile Erol ve Çekinmez B. (2018) yayınlarında tariflenen tasarım yöntemleri kullanılabilir.

Zemin kompozisyonunun sıvılaşma potansiyelinin ortadan kaldıracak şekilde değiştirilmesi sızma enjeksiyonu (kimyasal veya ince çimento enjeksiyonu) uygulamaları ile mümkün olabilmektedir.

Drenaj önlemleri metodolojisi zemin içerisinde teşkil edilen çakıl kolonların dinamik yükler altında boşluk suyu basınçlarının hızla sönümlenmesine olanak sağlayarak sıvılaşmayı önlemesi prensibine dayanmaktadır. Ancak çakıl kolonların zamanla tıkanması riski nedeniyle çakıl kolonların tek başına sıvılaşmaya karşı önlem olarak kullanılması önerilmemektedir.

KAYNAKLAR

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2012) "LFRD Bridge Design and Construction Guide Specifications", Pub. Code: LRFDUS-6, Washington DC, Amerika.
- Ashford, S., Boulanger, R., ve Brandenberg, S. (2011). "Recommended Design Practice for Pile Foundations in Laterally Spreading Ground", Report PEER 2010/XX, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Berkeley, CA.
- Bartlett, S. F. ve Youd, T. L. (1992) "Empirical Analysis of Horizontal Ground Displacement Generated by Liquefaction-Induced Lateral Spreads", Technical Report No. NCEER-92-0021, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, pp. 5-14-15.
- Bartlett, S. F. ve Youd, T. L. (1995). "Empirical Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spread" J. Geotechnical Eng., 121(4), 316-329.
- Bilge, H. T. (2010). "Cyclic Volumetric and Shear Strain Responses of Fine-Grained Soils", Ph.D. Dissertation, Middle East Technical University, Ankara.
- Boulanger, R. W. (2003a). "High Overburden Stress Effects in Liquefaction Analyses", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 129, Issue 12.
- Boulanger, R. W. (2003b). "Relating K_α to Relative State Parameter Index" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(8), 770-773.
- Boulanger, R. W., ve Idriss, I. M. (2004a). "Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays." Report UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA.
- Boulanger, R. W., ve Idriss, I. M. (2004b). "State Normalization of Penetration Resistances and the Effect of Overburden Stress on Liquefaction Resistance." Proc., 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2.
- Boulanger, R. W., ve Idriss, I. M. (2007). "Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 133, Issue 6.
- Boulanger, R.W. ve Idriss, I. M. (2014). "CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures", Report No. UCD / CGM-14 / 01. Davis, CA: Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California; 2014, 134 syf.
- Çetin K. Ö., Bilge H.T., Wu J., Kammerer A. ve Seed R.B., (2009a). "Probabilistic Models for Cyclic Straining of Saturated Clean Sands" J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, 135(3), 371-386.
- Çetin, K. Ö., Bilge, H. T., Wu, J., Kammerer, A. ve Seed, R. B. (2009b). "Probabilistic Model for the Assessment of Cyclically-Induced Reconsolidation (Volumetric) Settlements" J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE., 135 (3), 387-398, 2009.
- Çetin, K. Ö. ve Bilge H. T. (2012a). "Performance-Based Assessment of Magnitude (Duration) Scaling Factors", Journal of Geotechnical Geoenvironmental. Engineering, 138(3), 324-334.

- Çetin, K. Ö. ve Bilge H. T. (2012b). "Cyclic Large Strain and Induced Pore Pressure Models for Saturated Clean Sands", ASCE J. of Geotechnical and Geoenviron. Eng., 138 (3): 309-323.
- Çetin, K. Ö. ve Bilge H. T. (2014). "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering", Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology: Volume 1, edited by A. Ansal, Springer.
- Çetin, K. Ö. ve Bilge H. T. (2015). "Stress Scaling factors for Seismic Soil Liquefaction Engineering Problems: A Performance-Based Approach", Perspectives on earthquake geotechnical engineering, edited by A. Ansal, Springer Int. Pub., Switzerland.
- Çetin, K. Ö., Seed, R. B., Kayen, R. E., Moss, R. E. S., Bilge, H. T., Ilgaç, M. ve Chowdhury, K. (2018). "Examination of Differences Between Three SPT-Based Seismic Soil Liquefaction Triggering Relationships", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 113 (2018): 75 – 86.
- Erol, A. O. ve Çekinmez Bayram, Z. (2016). "Vibro Sıkıştırma ve Taş Kolonlar", Yüksel Proje Yayınları, Ankara.
- Erol, A. O. ve Çekinmez Bayram, Z. (2018). "Jet Enjeksiyon Yöntemi", Yüksel Proje Yayınları, Ankara.
- FHWA-NHI-11-032 (2011). "LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations", US Department of Transportation Federal Highway Administration, NHI Course No. 130094.
- Idriss, I. M. ve Boulanger, R. W. (2008). "Soil Liquefaction During Earthquakes" Earthquake Engineering Research Institute (EERI), EERI Monograph MNO-12.
- Ishihara, K. ve Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes." Soils Found., 32(1), 173-188.
- Kramer, S. L. ve Wang, C.-H. (2015). "Empirical Model for Estimation of the Residual Strength of Liquefied Soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, May 2015.
- Mitchell, J. K. (1993). "Fundamentals of Soil Behavior", 2nd Edition, John Wiley and Sons, Inc.
- Moss, R. E. S., Seed, R. B., Kayen, R. E., Stewart, J. P., Kiureghian, A. D. ve Çetin, K. Ö. (2006). "CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132:8, syf.: 1032 – 1051.
- Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification Using CPT", Canadian Geotechnical Journal, 27(1), 151-8.
- SCDOT (South Carolina Department of Transportation). (2008-2010). "SCDOT Geotechnical Design Manual", Chapter 10, Güney Karolina, ABD.
- Seed, H. B., ve Idriss, I. M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential." J. Soil Mech. Found. Div., 97(9): 1249-1273.
- Seed, H. B. (1987). "Design Problems in Soil Liquefaction." Journal of Geotechnical Engineering", ASCE, v.113, Issue 8.
- Seed, H. B. ve Idriss, I. M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential" J. Soil Mechanics Foundations Div., ASCE, Vol. 97, SM9, 1249 – 1273.

- Seed, R. B., Çetin, K. Ö., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, R. B., Kayen, R. E. ve Faris, A. (2003). "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", Report No. EERC 2003-06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Weber, J. P., Seed, R. B., Pestana, J. M., Moss, R. E. S., Nweke, C., Değer, T. T. ve Chowdhury, K. (2015). "Engineering Evaluation of Post-Liquefaction Strength", Department of Civil and Environmental Engineering University of California at Berkeley, The U. S. Nuclear Regulatory Commission (NRC).
- 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, Vol. 84, No.4, pp. 974-1002, August 1994.
- WSDOT, (2013). "Geotechnical Design Manual", Washington State of Department of Transportation, M 46-03.11.
- Wu, J. (2002). "Liquefaction Triggering and Post Liquefaction Deformations of Monterey 0/30 Sand under Uni-Directional Cyclic Simple Shear Loading: Ph.D. Dissertation", Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- Youd, T.L., I.M. Idriss, R.D. Andrus, I. Arango, G. Castro, J.T. Christian, R. Dobry, W.D.L. Finn, L.F. Harder, M.E. Hynes, K. Ishihara, J.P. Koester, S.C.C. Liao, W.F. Marcuson, III., G.R. Martin, J.K. Mitchell, Y. Moriwaki, M.S. Power, P.K. Robertson, R.B. Seed, ve K.H. Stokoe, II. (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 127:817-833.
- Youd, T. L. Hansen, C. M. ve Bartlett, S. F. (2002), "Revised Multilinear Regression Equations for Prediction of Lateral Spread Displacement". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, December 2002, pp. 1007-1017.
- Youd, T. L. ve Idriss, I. M. (1997). "Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", NCEER Technical Report NCEER-97-0022.
- Zhang, G., Robertson, P. K. ve Brachman, R. W. I. (2004). "Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 130, Issue 8.

EK-3A Sıvılaşma Bağlılıları için Efektif ve Kayma Gerilme Koşulları Düzeltme Katsayıları

Literatürde önerilen zemin sıvılaşması bağılılıları serbest saha koşulları (yatay düzlem üzerinde kayma gerilmesinin bulunmadığı durumlar) için geliştirilmiş olup, şev ve üstyapı yüklerine maruz kalan temel zeminlerinde bu koşul sağlanmadığı için ilave olarak ortaya çıkan efektif ve kayma gerilme koşullarını dikkate almak üzere sırasıyla K_σ ve K_α düzeltmeleri ile tekrarlı yüklerin referans koşullara dönüştürülmesi gerekir. Ayrıca üstyapı ve zeminin deprem süresince kinematik ve atalet etkileşimlerinin de bu yüklemeye etkisi gözönüne alınmalıdır.

K_σ Düzeltmesi

Şevin veya üstyapının varlığı nedeniyle ortaya çıkacak ilave düşey efektif gerilmelerin etkisini dikkate almak üzere Denklem 3.15 (Yöntem 1A) veya Denklem 3.20 (Yöntem 1B) kullanılabilir.

K_α Düzeltmesi

Şevin veya üstyapının varlığı nedeniyle ortaya çıkacak statik kayma gerilmelerinin etkisini dikkate almak üzere Boulanger (2003b, Yöntem 1A) veya Çetin ve Bilge (2015, Yöntem 1B) tarafından verilen ilişkilerden biri kullanılabilir. Bu yöntemlerin kullanımı sırasında, araştırmacıların vermiş olduğu tanımlara uyulmalı, bir başka deyişle tetiklenme analizleri kapsamında hangi yöntem tercih edilmişse ölçekleme katsayıları da bununla uyumlu şekilde seçilmelidir.

Yöntem 1A'ya göre K_σ düzeltme katsayısı Şekil 3A.1 veya Denklem 3A.1'de verilen şekilde hesaplanır.

$$K_\alpha = a + b \cdot \exp\left(-\frac{\xi_R}{c}\right) \quad (\text{Denklem 3A-1a})$$

$$a = 1267 + 636 \cdot \alpha^2 - 634 \cdot \exp(\alpha) - 632 \cdot \exp(-\alpha) \quad (\text{Denklem 3A-1b})$$

$$b = \exp\left[-1.11 + 12.3 \cdot \alpha^2 + 1.31 \cdot \ln(\alpha + 0.0001)\right] \quad (\text{Denklem 3A-1c})$$

$$c = 0.138 + 0.126 \cdot \alpha + 2.52 \cdot \alpha^3 \quad (\text{Denklem 3A-1d})$$

$$\alpha = \frac{\tau_{st,0}}{\sigma'_{v,0}} \quad (\text{Denklem 3A-1e})$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100 \cdot p'}{P_a}\right)} - D_R \quad (\text{Denklem 3A-1f})$$

Burada, Q değeri dane tipine göre 5.5 (tebeşir) ile 10 (kuvarz) arasında değişen ampirik sabiti, p' ortalama efektif gerilmeyi ifade etmektedir.

Yöntem 1B'ye göre K_σ düzeltme katsayısı Şekil 3A.2 veya Denklem 3A.2'de verilen şekilde hesaplanır. Araştırmacılar 3 farklı performans seviyesi için değerlendirme yapmış olup geliştirilen ifadelerin aşağıdaki sınırlar için geçerli olduğu ifade edilmiştir. Yöntem 1B'ye göre Denklem 3A.2 ile yapılacak K_α düzeltmesi içerisinde, düşey efektif gerilme değişimini değerlendirmek üzere bir ifade bulunduğu için bu ifade kullanıldığında Denklem 3.20 ile ayrıca K_σ düzeltmesi yapılmayacaktır.

Bağılılıların geçerli olduğu sınırlar: $0.3 \leq \frac{\sigma'_v}{P_a} \leq 4.0$; $0.0 \leq \alpha \leq 0.35$; $0.0 \leq SRR \leq 2.0$

(Denklem 3A-2a)

$$\ln(K_{\sigma,\alpha,SRR})_{\gamma=0.5\%} = \ln\left[\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{-0.0026D_R} \left[1 + (0.078\alpha^2 - 0.116\alpha)(D_R - 60.1)\right] \exp\left(\frac{-12.42 \cdot SRR}{D_R}\right)\right] \pm 0.25$$

(Denklem 3A-2b)

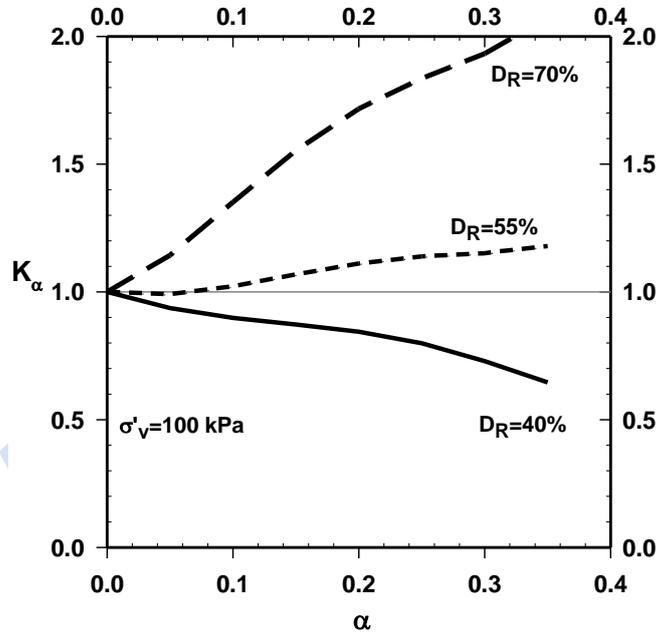
$$\ln(K_{\sigma,\alpha,SRR})_{\gamma=1.0\%} = \ln\left[\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{-0.0032D_R} \left[1 + (0.396\alpha^2 - 0.118\alpha)(D_R - 38)\right] \exp\left(\frac{-8.24 \cdot SRR}{D_R}\right)\right] \pm 0.196$$

(Denklem 3A-2c)

$$\ln(K_{\sigma,\alpha,SRR})_{\gamma=3.0\%} = \ln\left[\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{-0.0042D_R} \left[1 + (0.060\alpha^2 - 0.015\alpha)(D_R + 54.4)\right] \exp\left(\frac{-5.42 \cdot SRR}{D_R}\right)\right] \pm 0.158$$

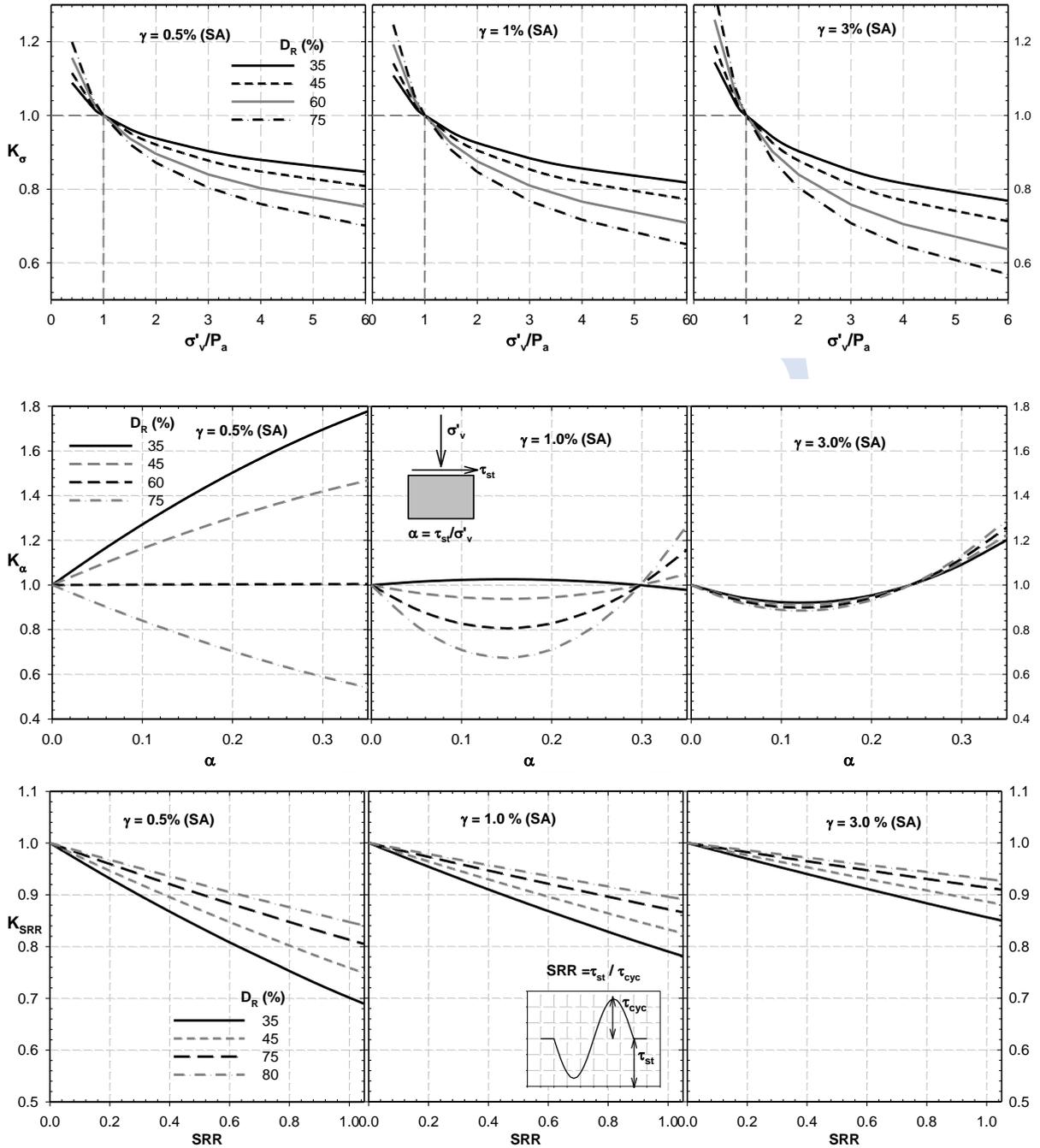
$$SSR = \frac{\tau_{st}}{\tau_{tekr}}$$

(Denklem 3A-2d)



Şekil 3A.1. Boulanger (2003b) tarafından önerilen K_α düzeltmesi

Söz konusu düzeltme / ölçekleme katsayılarının yanı sıra özellikle üzerinde üst yapı bulunan zeminlerde kinematik ve atalet etkileşimlerinin de etkisinin dikkate alınması gerekir.



Şekil 3A.2. Çetin ve Bilge (2015) tarafından önerilen K_α düzeltmesi

EK-3B Kohezyonsuz Zeminde Aşırı Boşluk Suyu Basıncı Oranı Hesap Yöntemi

n tekrar (çevrim) sayısına denk deprem büyüklüğü için aşırı boşluk suyu basıncı oranının ($r_{u,n}$) hesaplanmasında Çetin ve Bilge (2012b) tarafından önerilen ve Denklem 3B-1'de verilen bağıntı veya Şekil 3B.1 kullanılabilir.

(Denklem 3B-1)

$$\ln(r_{u,n}) = \ln \left(1 - \exp \left(\frac{0.407 \cdot \gamma_{maks,n}}{-0.486 + 0.025 \ln \sigma'_{v0} - (D_r/100)} \cdot \left(\frac{0.620}{1 + \gamma_{maks,n}} + 1 \right) \right) \right) \pm \frac{1}{(\gamma_{maks,n})^{1.375} + 1.889}$$

Burada; σ'_{v0} : tekrarlı yükleme öncesinde ilgili derinlikteki düşey efektif gerilme [kN/m²], D_r : ilgili birimin bağıl yoğunluğu [%] ve $\gamma_{maks,n}$: n tekrar (çevrim) sayısına denk deprem büyüklüğü için zeminin tekrarlı yükleme sırasında üreteceği maksimum kayma birim şekil değiştirme olup Çetin ve Bilge (2012b) tarafından önerilen ve Denklem 3B-2'den hesaplanabilir. Bu denklem, $n \leq 20$; $5 \leq N_{1,60,tk} \leq 40$; $0.05 \leq CSR_{SS,20,1-D,1atm} \leq 0.60$ ve $0 \leq \gamma_{maks} \leq 20$ koşulları için geçerlidir.

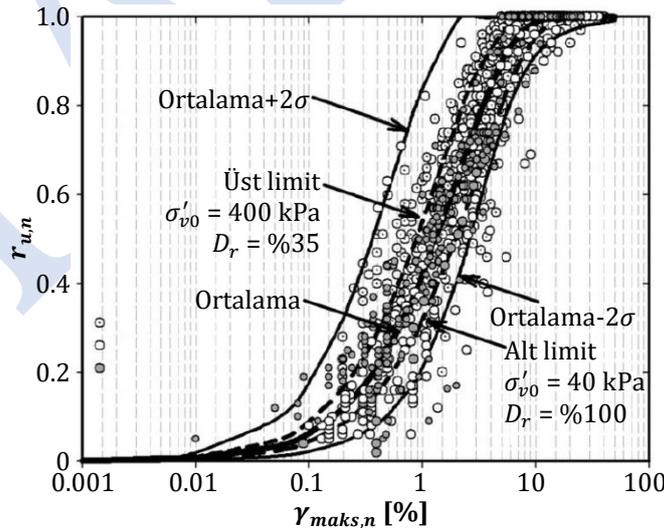
(Denklem 3B-2a)

$$\ln(\gamma_{maks,n}) = \ln \left[\gamma_{maks,20} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{n}{20} \right)^{1.285 \left(\frac{\gamma_{maks,20}}{\gamma_{krit}} \right)^{0.125 \ln(D_r)} - 1} \right] - 1 \right\} \left(\frac{n}{20} \right)^{-0.088} \right] \pm \frac{1}{\gamma_{maks,20}^{0.626} + 1.557}$$

$$\ln(\gamma_{maks,20}) = \ln \left[\frac{-0.025 N_{1,60,tk} + \ln(CSR_{SS,20,1-D,1atm}) + 2.613}{0.004 N_{1,60,tk} + 0.001} \right] \pm 1.880 \quad (\text{Denklem 3B - 2b})$$

$$\gamma_{krit} = \frac{0.943 D_r}{(\sigma'_{v0})^{0.295}} - 7.65 \quad (\text{Denklem 3B - 2c})$$

Burada; $N_{1,60,tk}$ hesaplanırken Denklem 3.18 ve $CSR_{SS,20,1-D,1atm}$ değeri hesaplanırken ise Denklem 3.27 kullanılmalıdır.



Şekil 3B.1. $r_{u,n}$ ile $\gamma_{maks,n}$ arasındaki ilişki (Çetin ve Bilge, 2012b)

BÖLÜM 4 - Simgeler

G	Kayma modülü
G_{maks}	Maksimum kayma modülü
H	Yükseklik
H_D	Dayanma yapısı yüksekliği
L	Farklı oturma hesaplamaları için kullanılan mesafe
$L_{Döşeme}$	Yaklaşım döşemesinin uzunluğu
L_L	Dolgunun boyuna yöndeki uzunluğu
L_R	Donatı uzunluğu
L_T	Enine yönde maksimum farklı oturmanın hesaplandığı minimum oturmanın hesaplandığı mevcut dolgudaki nokta ile genişletme kısmında yer alan maksimum oturmanın hesaplandığı iki nokta arasındaki yatay mesafe
r_u	Boşluk suyu basıncı katsayısı
γ	Kayma birim yer değiştirme
Δ_L	Yanal yer değiştirme
Δ_{LBS}	Kritik kayma yüzeyinin topuğundaki yanal yer değiştirme
Δ_{LBW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tabanındaki yanal yer değiştirme
Δ_{LTS}	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki yanal yer değiştirme
Δ_{LTW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tepesindeki yanal yer değiştirme
Δ_V	Düşey yer değiştirme (oturma)
Δ_{VA}	Yaklaşım dolgusu / döşemesi sonundaki oturma
Δ_{VBS}	Kritik kayma yüzeyinin topuğundaki oturma
Δ_{VBW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tabanındaki oturma
Δ_{VE}	Kenar ayaktaki oturma
Δ_{VP}	En kesitte kırmızı kota göre hesaplanan oturma
Δ_{VR}	Zemin donatısındaki maksimum oturma
Δ_{VT}	Genişletilmiş yeni dolgunun maksimum oturması
Δ_{VTS}	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki oturma
Δ_{VTW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tepesindeki oturma
ΔL	Kritik kayma yüzeyindeki şekil değiştirme
δ_L	Duvarın tepesindeki farklı yanal yer değiştirme
δ_V	Farklı oturma
δ_{VH}	Enine yöndeki farklı oturma
δ_{VL}	Boyuna yöndeki farklı oturma
ε_v	Hacimsel birim yer değiştirme
θ	Şev duraysızlığı veya oturma sonrası oluşan duvardaki açıl dönme

BÖLÜM 4

GEOTEKNİK PERFORMANS LİMİTLERİ

4.1. Genel

Bu Bölüm ağırlıklı olarak “*South Carolina Department of Transportation, USA (SCDOT) Geotechnical Design Manual (2008)*” dokümanından derlenmiştir. Bu dokümanda ulaşım yapılarının deprem durumunda geoteknik performans kriterleri başlıca iki yapı için verilmektedir: (i) dolgular ve (ii) dayanma yapıları.

4.2. Dolguların Deprem Performansına Göre Sınıflandırılması

Dolgular ve dolguları destekleyen dayanma yapıları, yakınındaki Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri, Ulaşım Tesisleri – A1 Raporu’nda tanımlanan köprü sınıfına ve köprüye olan uzaklığına bağlı olarak, üç sınıfta gruplandırılmıştır.

4.2.1. DI Sınıfı Dolgular

Bu sınıfa dahil dolgular ve dayanma yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır:

- (i) KÖS = 1 sınıflı köprüye 50 m mesafeden daha yakın dolgular/dayanma yapıları;
- (ii) 5 m’den yüksek rijit duvarlar ;
- (iii) 15 m’den yüksek esnek duvarlar.

4.2.2. DII Sınıfı Dolgular

KÖS = 2 sınıflı köprüye 50 m mesafeden daha yakın dolgular / dayanma yapılarıdır.

4.2.3. DIII Sınıfı Dolgular

Bu sınıfa dahil dolgular ve dayanma yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır:

- (i) KÖS = 3 sınıflı köprüye 50 m mesafeden daha yakın dolgular/dayanma yapıları ve
- (ii) Köprü sınıfına bağlı olmaksızın herhangi bir köprüye 50 m mesafeden daha uzak dolgular/dayanma yapılarıdır.

4.3. Ulaşım Yapılarının Deprem Performans Düzeyleri

SCDOT (2008) depremde ulaşım yapılarının genel performansı ile ilgili iki ayrı performans düzeyi tanımlamaktadır:

- (i) Deprem sonrası servis durumu düzeyi
- (ii) Deprem sonrası hasar düzeyi

4.3.1. Deprem Sonrası Servis Durumu Düzeyi

Yapıların deprem sonrasında kısa veya uzun süreli servis dışı kalmasına bağlı olarak 4 kategori tanımlanmaktadır:

- (i) Kesintisiz Servis (KS):** Deprem sonrası trafik kesintisiz olarak devam eder.
- (ii) Korunmuş Servis (KoS):** Deprem sonrası acil trafik kesintisiz devam eder. Ulaşım yapısının genel kullanım trafiğine açılması birkaç gün veya haftalık bir süre alabilir.

(iii) Telafi Edilebilir Servis (TES): Yolun genel trafiğe açılması haftalar/aylar mertebesinde makul süreler alabilir.

(iv) Zarar Görmüş Servis (ZGS): Yolun genel trafiğe açılması aylar/yıllar mertebesinde uzun süreler alabilir.

4.3.2 Deprem Sonrası Hasar Düzeyleri

Deprem sonrası ulaşım yapılarında oluşan hasar düzeyleri üç kategoride değerlendirilmiştir:

(i) Minimum Hasar (MH): Yapılarda deprem etkisi altında hiç hasar gelmemesi veya sınırlı yapısal hasar oluşması durumudur. Bu durumda yapı elastik davranır ve kalıcı şekil değiştirme oluşmaz.

(ii) Onarılabilir Hasar (OH): Yapıda göçme oluşmaz. Yapı elemanlarında değiştirmeye gerek duyulmaz, donatı takviyesi gerekmez, sınırlı onarımlarla yapı deprem öncesi konumuna getirilebilir.

(iii) İleri Hasar (İH): Yapılarda deprem etkisi altında göçme öncesi durumu yansıtan, ağır ve yaygın hasarların olduğu durumu temsil eder. Betonarmede çatlaklar, donatılarda akmalar, yapısal elemanlarda önemli kaymalar ortaya çıkar. Onarım süresince yapı servis dışıdır. Bazı durumlarda yapı yıkılarak yeniden inşa edilir.

4.4. Tasarım Depremleri

Performans limitleri için Tablo 4.1’de verilen iki tasarım deprem düzeyi tanımlanmıştır.

Tablo 4.1. Tasarım depremleri (SCDOT, 2008)

Tasarım Depremi	Açıklama
Güvenlik Değerlendirme Depremi (DD-1)	50 yıl içerisinde %2 aşılma olasılığıdır. Tekrarlanma periyodu (T_r) 2475 yıldır. Bu deprem düzeyi için belirlenen maksimum yer ivmesi ve maksimum spektral ivme ulaşım altyapısının güvenlik durumunun değerlendirilmesi için kullanılmaktadır.
İşlevsellik Değerlendirme Depremi (DD-2)	50 yıl içerisinde %10 aşılma olasılığıdır. Tekrarlanma periyodu (T_r) 475 yıldır. Bu deprem düzeyi için belirlenen maksimum yer ivmesi ve maksimum spektral ivme ulaşım altyapısının işlevsellik durumunun değerlendirilmesi için kullanılmaktadır.

4.5. Performans Hedefleri

4.5.1. Dolgular için Deprem Performans Hedefleri

Dolgu şekil değiştirmeleri için güvenlik ve işlevsellik değerlendirme deprem düzeyleri (DD-1 ve DD-2) için performans hedefleri Tablo 4.2’de sunulmuştur.

Tablo 4.2. Dolgular için deprem performans hedefleri (SCDOT, 2008)

Tasarım Depremi	Performans Seviyesi	Dolgu Performans Sınıflaması		
		DI	DII	DIII
Güvenlik Değerlendirme Depremi (DD-1)	Servis	KoS	ZGS	ZGS
	Hasar	OH	İH	İH
İşlevsellik Değerlendirme Depremi (DD-2)	Servis	KS	KoS	TES
	Hasar	MH	OH	OH

4.5.2. Dayanma Yapıları için Deprem Performans Hedefleri

Dayanma yapıları şekil değiştirmeleri için güvenlik ve işlevsellik değerlendirme deprem düzeyleri (DD-1 ve DD-2) için performans hedefleri Tablo 4.3'te sunulmuştur.

Tablo 4.3. Dayanma yapıları için deprem durumu performans hedefleri (SCDOT, 2008)

Tasarım Depremi	Performans Seviyesi	Dolgu Performans Sınıflaması		
		DI	DII	DIII
Güvenlik Değerlendirme Depremi (DD-1)	Servis	KoS	ZGS	ZGS
	Hasar	OH	İH	İH
İşlevsellik Değerlendirme Depremi (DD-2)	Servis	KS	KoS	TES
	Hasar	MH	OH	OH

4.6. Şekil Değiştirmeler

Performans limitleri kabul edilebilir düşey ve yanal yer değiştirmeler cinsinden belirlenmektedir. Zemine doğru gerçekleşen düşey yer değiştirmeler, oturmalar, oturma kriterlerine göre kontrol edilmektedir. Genel olarak hasar veya zayıf performans aşırı farklı oturmalarla kaynaklı olarak gerçekleşmektedir. Örneğin, bir köprünün temelleri kayanın üzerine otururken yaklaşım dolgularının sıkışabilir zayıf zemine oturması sonucunda yaklaşım dolgusu ile köprü arasında farklı oturmalar gerçekleşmekte ve köprü kenar ayağı temellerine negatif sürtünmeden kaynaklı ilave yüklemeye neden olmaktadır. Maksimum farklı oturma kriteri ile bu tür farklı oturmalar kabul edilebilir performans seviyeleri içerisinde kalacak şekilde kontrol altına alınabilmektedir. Maksimum farklı oturma kriteri aynı zamanda kabarma ve oturmanın aynı yapı içerisinde karşılaşılması durumunda ortaya çıkan farklı şekil değiştirme davranışının kontrol edilebilmesi adına da kullanılabilir.

Yanal yer değiştirmeler boyuna ve enine yönde oluşabilmektedir. Yollarda, boyuna yön trafiğin akış doğrultusu ve enine yön boyuna yönün dikine doğrultu olarak tariflenmektedir. Yanal yer değiştirme kriterleri mutlak değer olarak tanımlanmaktadır.

Deprem yüklemelerindeki yapısal performans oturma, oturma-zaman ilişkisi (oturma oranı), farklı oturma, düşey ve yatay yer değiştirmeler, dönme ile belirlenmektedir. Bu bölümde dolgular ve dayanma yapıları için geoteknik performans kriterleri tanımlanmıştır.

4.6.1. Dolguların Geoteknik Performans Kriterleri

4.6.1.1. Dolgu Terminolojisi ve Şekil Değiştirme Türleri

Güzergâh dolguları ve köprü yaklaşım dolgularının geoteknik performans limitlerinin belirlenmesinde kullanılan terminoloji Tablo 4.4 'te sunulmuştur.

Tablo 4.4. Dolgu terminolojisi (SCDOT, 2008)

Terminoloji	Açıklama
Dolgu	Dolgu malzemesinden inşa edilmiş toprak yapı.
Köprü Yaklaşım Dolgusu	Köprü'nün başlangıcı / bitişinden boyuna yönde 50 m mesafeye kadar devam eden, köprü kenar ayaklarının altındaki yan ve ön şevlere kadar uzanan dolgudur.
Ön Şev	Boylamasına yönde köprü'nün altına kadar uzanan dolgudur. Ön şev kenar ayak elevasyonundan başlayıp mevcut zemin yüzeyine kadar devam etmektedir.
Yan Şevler	Trafik akışının dikine yönde (enine doğrultuda), trafik güvenliği ve duraylılık gereksinimlerini karşılayacak şekilde düzenlenen şevdir.
Yaklaşım döşemesi (tabliyesi)	Köprü kenar ayak elevasyonu ile yaklaşım dolgusu üstyapısı geçişinde yapılan betonarme döşemedir. Döşeme uzunluğu genel olarak 6 m'dir.

Dolgu şekil değiştirme türleri Tablo 4.5'te özetlenmiş olup, performans limitleri aşağıdaki gibi kategorize edilmiştir.

- Toptan göçme şekil değiştirmeleri
- Dolgu oturması
- Genişletilmiş dolgulardaki oturma
- Dolgu - köprü geçişi oturması

Tablo 4.5. Dolgu şekil değiştirme türleri (SCDOT, 2008)

Sembol	Açıklama
δ_V	Farklı oturma
Δ_V	Oturma
Δ_{VP}	En kesitte kırmızı kota göre hesaplanan oturma
Δ_{VA}	Yaklaşım dolgusu / döşemesi sonundaki oturma
Δ_{VE}	Kenar ayaktaki oturma
Δ_{VT}	Genişletilmiş yeni dolgunun maksimum oturması
Δ_{VTS}	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki oturma
Δ_{VBS}	Kritik kayma yüzeyinin topuğundaki oturma
Δ_L	Yanal yer değiştirme
Δ_{LTS}	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki yanal yer değiştirme
Δ_{LBS}	Kritik kayma yüzeyinin topuğundaki yanal yer değiştirme
ΔL	Şev duraysızlığı nedeniyle kritik kayma yüzeyindeki şekil değiştirme
$L_{Döşeme}$	Yaklaşım döşemesinin uzunluğu
L_L	Sıkışabilir zemin üzerinde oturmaların hesaplandığı dolgunun boyuna yöndeki uzunluğu
L_T	Enine yönde maksimum farklı oturmanın hesaplandığı minimum oturmanın hesaplandığı mevcut dolgudaki nokta ile genişletme kısmında yer alan maksimum oturmanın hesaplandığı iki nokta arasındaki yatay mesafe

4.6.1.2. Toptan Göçme Şekil Değiştirmeleri

Deprem durumunda dolgu şekil değiştirmeleri başlığı altında akma, yanal yayılma, deprem durumundaki duraysızlık ve deprem kaynaklı oturma sıralanmaktadır. Akmanın olduğu durumlarda şekil değiştirmeler ciddi mertebede olacağından, böyle bir durumun olasılığı tespit edildiğinde zemin iyileştirme alternatifinin değerlendirilmesi şarttır. Öte yandan yanal yayılma ve deprem durumundaki duraysızlık kaynaklı şekil değiştirmeler için performans limitlerinin altında kalacak şekilde tasarım yapılması gerekmektedir.

Deprem yükü altında toptan göçme kaynaklı olarak dikkate alınacak şekil değiştirme türleri tanımlarıyla birlikte Tablo 4.6 'da sunulmuştur.

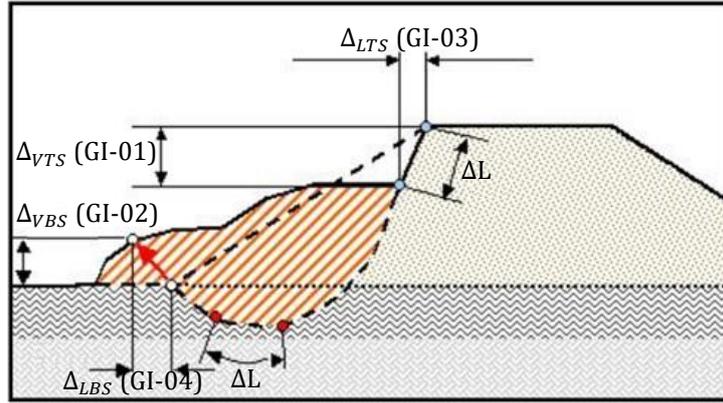
Tablo 4.6. Dolgularda deprem yükleri altında toptan göçme durumunda değerlendirilecek şekil değiştirmeler (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	Açıklama
Düşey yer değiştirme, Δ_V	GI-01	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki oturma (Δ_{VTS})
	GI-02	Kritik kayma yüzeyinin topuğundaki oturma (Δ_{VBS})
Yanal yer değiştirme, Δ_L	GI-03	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki yanal yer değiştirme (Δ_{LTS})
	GI-04	Kritik kayma yüzeyinin topuğundaki yanal yer değiştirme (Δ_{LBS})

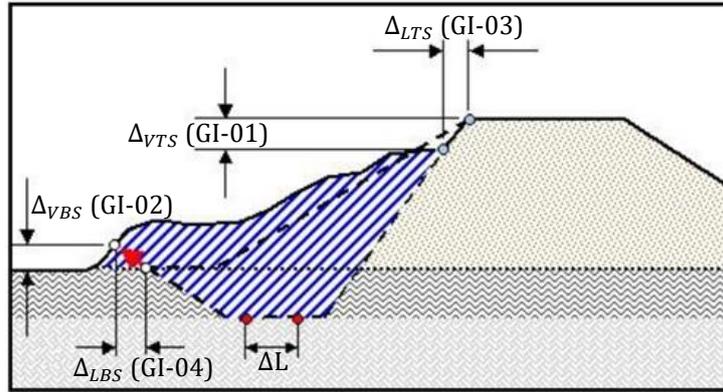
Şekil 4.1 'de gösterilen toplam şekil değiştirme (ΔL) düşey ve yatay bileşenleri cinsinden ifade edilir. Performans hedefleri için önerilen Tablo 4.6'da verilen şekil değiştirme türleri için performans limitleri ise Tablo 4.7'de sunulmuştur.

Tablo 4.7. Dolgular için toptan göçme deprem performans limitleri (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması		
			DI	DII	DIII
Düşey yer değiştirme, Δ_V (cm)	GI-01	DD-2	2.50	5.00	10.00
		DD-1	5.00	10.00	20.00
	GI-02	DD-2	2.50	5.00	10.00
		DD-1	5.00	10.00	20.00
Yanal yer değiştirme, Δ_L (cm)	GI-03	DD-2	7.50	15.00	60.00
		DD-1	10.00	30.00	150.00
	GI-04	DD-2	7.50	15.00	60.00
		DD-1	10.00	30.00	150.00



(a)



(b)

Şekil 4.1. Dolgunun (a) dairesel ve (b) kayan blok duraysızlıkları (SCDOT, 2008)

4.6.1.3. Dolgu Oturması

Deprem yükleri altında oturma kaynaklı olarak dikkate alınacak şekil değiştirme türü Tablo 4.8 'de tanımlarıyla birlikte sunulmuştur.

Boyuna yöndeki farklı oturma için önerilen performans limitleri Tablo 4.9 'da sunulmuştur.

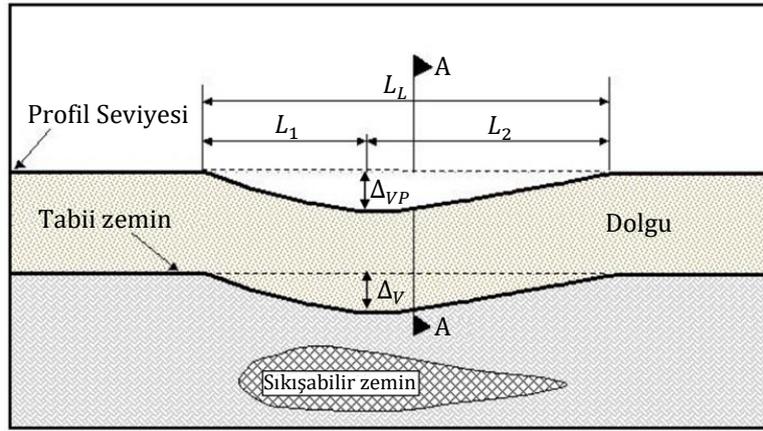
Tablo 4.8. Dolgularda deprem yükleri altında şekil değiştirmeler (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	Açıklama
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_{VL}	EV-03	Birincil ve ikincil konsolidasyon oturmalarından kaynaklı olarak boyuna yönde kırmızı kot seviyesindeki maksimum farklı oturmadır. Bu oturmanın 15 m'lik bir uzunlukta incelenmesi gerekmektedir. Ancak, Şekil 4.2' de gösterildiği gibi sınırlı bir alanda dolgu oturması gözlemleniyorsa L_L uzunluğu boyunca performans limiti kriterinin sağlandığının kontrolünün yapılması gereklidir.
Enine yöndeki farklı oturma, δ_{VH}	-	Enine yöndeki farklı oturmaların genel olarak yeni yapılan dolgularda kritik olmaması nedeniyle en kesitteki farklı oturmalar ile ilgili herhangi bir performans kriteri yoktur.

Tablo 4.9. Deprem yükleri altında dolgular için oturma performans limitleri (SCDOT, 2008)

Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No	Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması		
			DI	DII	DIII
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_{VL}	EV-03	DD-2	2.50 cm (1/600)*	3.75 cm (1/400)	5.00 cm (1/300)
		DD-1	5.00 cm (1/300)	7.50 cm (1/200)	10.00 cm (1/150)

*Parantez içerisindeki değerler farklı oturma limitlerinin boyuna yönde 15 m uzunluğa bölünerek elde edilmiş farklı oturma oranlarıdır.



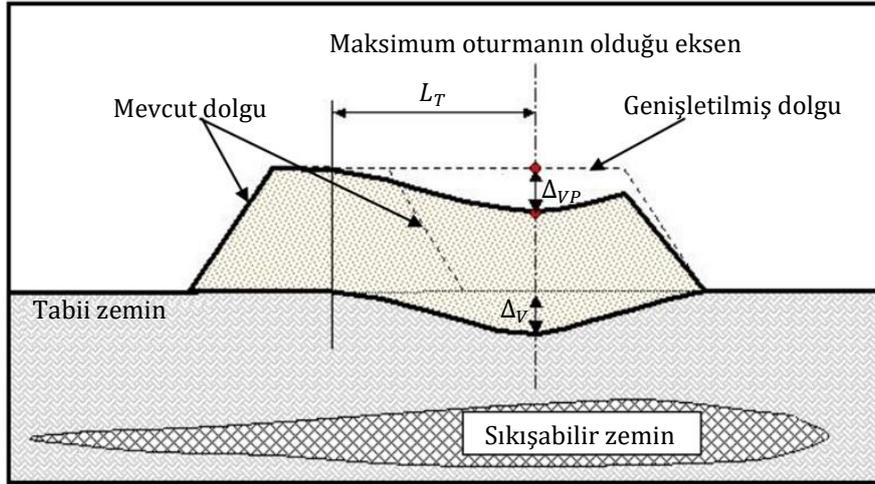
Şekil 4.2. Dolgu oturma profili (boyuna yönde) (SCDOT, 2008)

4.6.1.4. Genişletilmiş Dolgulardaki Farklı Oturmalar

Deprem yükleri altında genişletilmiş dolgu altında dikkate alınacak oturma türleri tanımlarıyla birlikte Tablo 4.10'da sunulmuştur.

Tablo 4.10. Deprem yükleri altında genişletilmiş dolgu altında değerlendirilecek şekil değiştirmeler (SCDOT, 2008)

Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No	Açıklama
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_{VL}	EV-03	Birincil ve ikincil konsolidasyon oturmalarından kaynaklı olarak boyuna yönde kırmızı kot seviyesindeki maksimum farklı oturmadır. Bu oturma 15 m'lik bir uzunlukta incelenmesi gerekmektedir.
Enine yöndeki farklı oturma, δ_{VH}	EV-04	Enine yönde mevcut dolgu ile genişletilmiş dolgu arasında yol kaplamasının performansı açısından önem arz eden kırmızı kot seviyesindeki maksimum farklı oturmadır. Şekil 4.3'te gösterildiği gibi L_T mesafesi boyunca performans limiti kriterinin sağlandığının kontrolünün yapılması gereklidir.



Şekil 4.3. Genişletilmiş dolguda oturma (Şekil 4.2'deki Kesit A-A) (SCDOT, 2008)

Genişletilmiş dolgularda boyuna ve enine yöndeki farklı oturmalar için önerilen performans limitleri Tablo 4.11'de sunulmuştur.

Tablo 4.11. Deprem yükleri altında genişletilmiş dolgular için oturma performans limitleri (SCDOT, 2008)

Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No	Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması		
			DI	DII	DIII
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_{VL} (cm)	EV-03	DD-2	2.50 (1/600)* ¹	3.75 (1/400)* ¹	5.00 (1/300)* ¹
		DD-1	5.00 (1/300) * ¹	10.0 (1/150)* ¹	20.00 (1/75)* ¹
Enine yöndeki farklı oturma, δ_{VT} (cm)	EV-04	DD-2	0.25 (1/600)* ²	0.375 (1/400)* ²	0.50 (1/300)* ²
		DD-1	0.50 (1/300)* ²	1.00 (1/150)* ²	2.5 (1/60)* ²

*¹Parantez içerisindeki değerler farklı oturma limitlerinin boyuna yönde 15 m uzunluğa bölünerek elde edilmiş farklı oturma oranlarıdır.

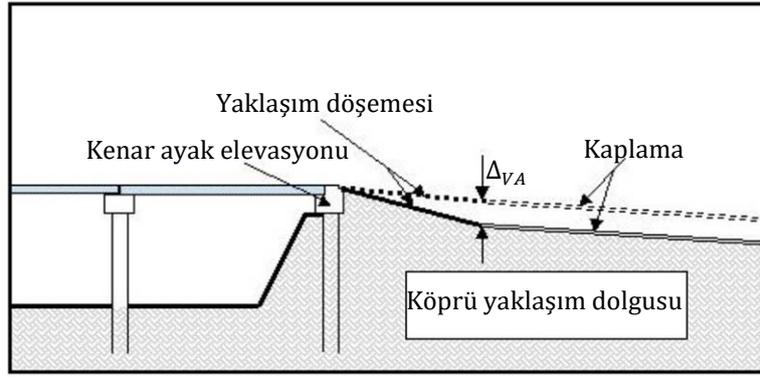
*²Parantez içerisindeki değerler farklı oturma limitlerinin enine yönde 1.5 m uzunluğa bölünerek elde edilmiş farklı oturma oranlarıdır.

4.6.1.5. Yaklaşım Dolgularındaki Oturmalar

Köprü kenar ayaklarının kazıklı temele oturması ve köprü yaklaşım dolgularının sıkışabilir zemin birimlerine oturması durumunda köprü - dolgu arayüzünde gelişen oturma farklılıkları köprü kenar ayak temellerine de ilave yük olarak yansımaktadır. Bu nedenle dolgu - köprü geçişindeki oturmaların da değerlendirilmesi gerekmektedir. Deprem yükleri altında dolgu - köprü geçişinde dikkate alınacak farklı oturma türü tanımıyla birlikte Tablo 4.12 'de sunulmuştur.

Tablo 4.12. Deprem yükleri altında dolgu - köprü geçişindeki değerlendirilecek şekil değiştirmeler (SCDOT, 2008)

Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No	Açıklama
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_{VL}	EV-05	Köprü yaklaşım döşemesi ile kenar ayak temelleri arasında gelişen farklı oturmadır (Şekil 4.4). Performans limiti yaklaşım döşemesinin uzunluğunun ($L_{Döşeme}$) yüzdesi cinsinden ifade edilmektedir. Farklı oturma yaklaşım döşemesinin bittiği yerdeki oturma ile kenar ayak oturması arasındaki farkın mutlak değerine eşittir ($\delta_{VL} = \Delta_{VA} - \Delta_{VE} $)



Şekil 4.4. Köprü yaklaşım dolgusunun oturma profili (SCDOT, 2008)

Dolgu - köprü geçişinde boyuna yöndeki farklı oturmalar için önerilen performans limitleri Tablo 4.13' te sunulmuştur.

Tablo 4.13. Deprem yükleri altında dolgu - köprü geçişlerindeki oturma performans limitleri (SCDOT, 2008)

Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No	Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması		
			DI	DII	DIII
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_{VL}	EV-05	DD-2	(1/160) $L_{Döşeme}$	(1/120) $L_{Döşeme}$	(1/96) $L_{Döşeme}$
		DD-1	(1/120) $L_{Döşeme}$	(1/60) $L_{Döşeme}$	(1/30) $L_{Döşeme}$

4.6.2. Dayanma Yapısı Geoteknik Performans Kriterleri

4.6.2.1. Dayanma Yapısı Terminolojisi ve Şekil Değişirme Türleri

Dayanma yapıları, dolgu dayanma yapıları ve yarma dayanma yapıları olarak iki farklı sınıfta ele alınmaktadır. Dolgu dayanma yapıları, aşağıdan yukarıya yönde arkasına dolgu inşa edilerek yapılmakta olup; yarma dayanma yapıları ise yukarıdan aşağıya yönde genelde mevcut zemin veya mevcut zemin içerisinde geçici olarak yapılan geçici destekli / desteksiz şevli kazının önüne inşa edilmektedir. Kısmi şevli kazı ile duvar arasındaki boşluk inşaat sonrası tekrar doldurulmaktadır. Dayanma yapılarının geoteknik performans limitlerinin belirlenmesinde kullanılan terminoloji Tablo 4.14 'te sunulmuştur.

Tablo 4.14. Dayanma yapısı terminolojisi (SCDOT, 2008)

Terminoloji	Açıklama
Dayanma Yapısı	Dayanım limit koşullarına göre üç farklı kategoriye ayrılmaktadır: - Rijit Ağırlık Dayanma Yapıları - Esnek Ağırlık Dayanma Yapıları - Konsol Dayanma Yapıları Dolgu ve yarma dayanma yapılarının sınıflaması Tablo 4.15 ve Tablo 4.16'da verilmiştir.
Ağırlık Dayanma Yapısı	Aşağıdan yukarıya inşa edilen arkasındaki seçme dolgu malzemesinin yanal hareketini engelleyen dayanma yapısı çeşididir. Duvar sistemine bağlı olarak rijit veya esnek olmaktadır.
Rijit Ağırlık Dayanma Yapısı	Genel olarak dolgu dayanma yapısı olarak kullanılmakta olup, duvar yüz elemanları rijit yapısal elemanlardan oluşmaktadır, örn.: taş duvar, betonarme dayanma yapıları.
Esnek Ağırlık Dayanma Yapısı	Genel olarak dolgu dayanma yapısı olarak kullanılmakta olup, duvar yüz elemanları esnek yapısal elemanlardan oluşmaktadır, örn.: gabion duvarlar, kafes duvarlar, toprakarme duvarlar.
Konsol Dayanma Yapısı	Genel olarak yarma dayanma yapısı olarak kullanılan ve yapımı sonrasında önünün kazılmaktadır. Konsol dayanma yapıları ankrajlı / ankrajsız olarak imal edilebilmektedir, örn.: palplanj duvarlar, ankrajlı / ankrajsız kazıklı duvarlar, ankrajlı / ankrajsız kazıklı duvarlar, zemin çivili duvarlar.
Dayanma Yapısı Profili	Mevcut arazi, dayanma yapısı üstü ve altı profillerinin bir arada verildiği duvarın karşıdan görünümüdür.
Dayanma Yapısı En Kesiti	Dayanma yapısı ekseninin herhangi bir yerinden dayanma yapısına dik olarak alınan kesit görünümüdür.

Tablo 4.15. Dolgu dayanma yapıları (SCDOT, 2008)

Duvar Tipi	Kategori	Örnek
Rijit Ağırlık Duvarlar	Rijit/ Yarı-Rijit Ağırlık Duvar	Taş duvarlar, betonarme dayanma yapıları
Esnek Ağırlık Duvarlar	Prefabrik Modüler Ağırlık Duvar	Gabion duvarlar, kafes duvarlar
	Toprakarme Duvar	Toprakarme-modular blok yüzü, toprakarme - prekast panel yüzü, toprakarme-gabion yüzü
	Destekli Şevler	Geosentetikle desteklenmiş şevler

Tablo 4.16. Yarma dayanma yapıları (SCDOT, 2008)

Kategori	Örnek
Konsol Duvar	Palplanj duvarlar, kazıklı duvarlar
Ankrajlı Konsol Duvar	Ankrajlı kazıklı duvarlar
Yerinde Destekli Toprak Duvarlar	Zemin çivili duvarlar

Dayanma yapısı şekil değiştirme türleri Tablo 4.17'de özetlenmiş olup, performans limitleri aşağıdaki gibi kategorize edilmiştir.

- Toptan göçme şekil değiştirmeleri
- Boyuna yönde oturma
- Enine yönde oturma
- Yanal yer değiştirmeler

Tablo 4.17. Dayanma yapısı şekil değiştirme türleri (SCDOT, 2008)

Sembol	Açıklama
δ_V	Oturma
Δ_V	Farklı oturma
Δ_{VTW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tepesindeki oturma
Δ_{VBW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tabanındaki oturma
Δ_{VTS}	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki oturma
Δ_{VBS}	Kritik kayma yüzeyinin tabanındaki oturma
Δ_{VR}	Zemin donatısındaki maksimum oturma
δ_L	Duvarın tepesindeki farklı yanal yer değiştirme
Δ_L	Yanal yer değiştirme
Δ_{LTW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tepesindeki yanal yer değiştirme
Δ_{LBW}	Dayanma yapısı profilinde belirli bir noktadaki duvarın tabanındaki yanal yer değiştirme
Δ_{LTS}	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki yanal yer değiştirme
Δ_{LBS}	Kritik kayma yüzeyinin tabanındaki yanal yer değiştirme
θ	Şev duraysızlığı veya oturma sonrası oluşan duvardaki açısız dönme
ΔL	Şev duraysızlığı sonrası şekil değiştirmenin olduğu yenilme yüzeyi üzerindeki uzunluk
L	Farklı oturma hesaplamaları için kullanılan mesafe

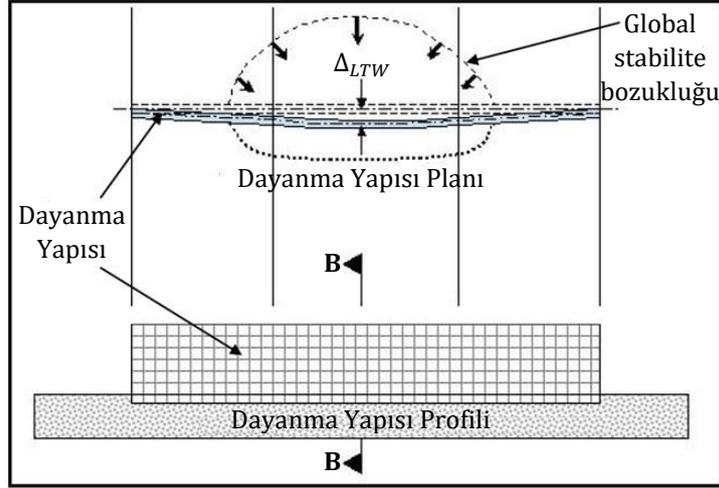
4.6.2.2. Toptan Göçme Şekil Değiştirmeleri

Dolgulara benzer bir şekilde dayanma yapılarında deprem yüklemesi altında toptan göçme kaynaklı olarak dikkate alınacak şekil değiştirme türleri tanımlarıyla birlikte Tablo 4.18 'de sunulmuştur.

Tablo 4.18. Dayanma yapılarında deprem yükleri altında toptan göçme durumunda değerlendirilecek şekil değiştirmeler (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	Açıklama
Yanal yer değiştirme, Δ_L	RS-01	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki yanal yer değiştirme, Δ_{LTW} (Şekil 4.5)
Düşey yer değiştirme, Δ_V	RS-02	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki oturma, Δ_{VTW} (Şekil 4.6)
Duvar dönmesi, θ	RS-03	Dayanma yapısı yüzünde şev duraysızlığı kaynaklı olarak oluşur ve duvar aksı düşey eksenine göre ölçülür.

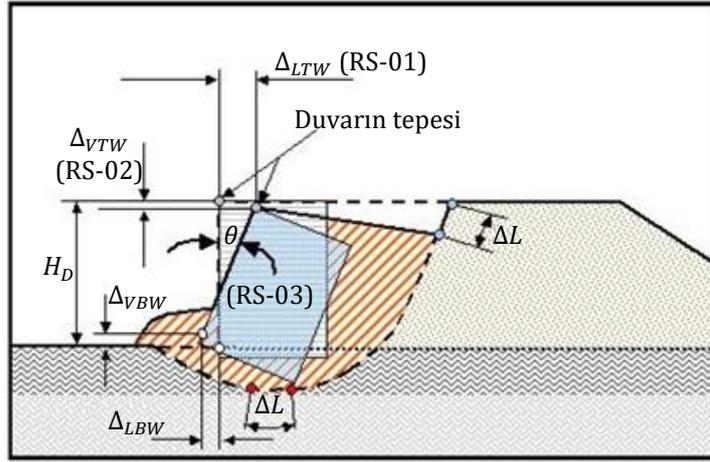
Performans hedefleri için önerilen Tablo 4.18'de verilen şekil değiştirme türleri için performans limitleri ise Tablo 4.19'da sunulmuştur.



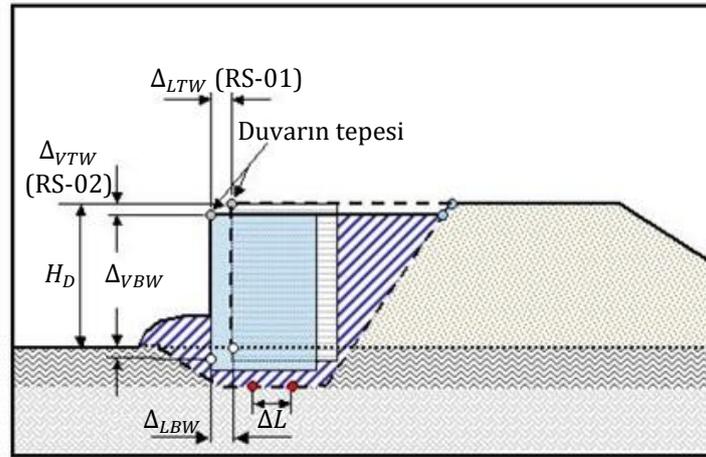
Şekil 4.5. Dayanma yapısında toptan göçme kaynaklı gelişen yanal yer değiştirme (SCDOT, 2008)

Tablo 4.19. Dayanma yapıları için toptan göçme deprem durumu performans limitleri (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması				
			DI	DII	DIII		
Yanal yer değiştirme, Δ_L (cm)	RS-01	DD-2	7.50	15.00	30.00		
		DD-1	10.00	30.00	60.00		
Düşey yer değiştirme, Δ_V (cm)	RS-02	DD-2	2.50	5.00	10.00		
		DD-1	5.00	10.00	20.00		
Duvarın dönmesi, θ (derece)	RS-03	Dolgu Dayanma Yapıları	Rijit duvarlar, Tüm yüzü panel olan duvarlar	DD-2	< 0.5°	< 0.5°	< 1°
			DD-1	< 1°	< 1°	< 2°	
		Kafes duvarlar, toprakarme duvarlar	DD-2	< 2°	< 2°	< 4°	
			DD-1	< 4°	< 4°	< 6°	
		Gabion duvarlar, Destekli şevler	DD-2	< 4°	< 4°	< 6°	
			DD-1	< 6°	< 6°	< 8°	
	Yarma Dayanma Yapıları	Ankrajlı gömülü duvarlar, zemin çivili duvarlar	DD-2	< 1°	< 1°	< 1°	
			DD-1	< 2°	< 2°	< 2°	
		Ankrajlı gömülü duvarlar	DD-2	< 2°	< 2°	< 2°	
			DD-1	< 3°	< 3°	< 3°	



(a)



(b)

Şekil 4.6. Dayanma yapısındaki (a) dairesel ve (b) kayan blok duraysızlıkları (SCDOT, 2008)

4.6.2.3. Dayanma Yapılarının Boyuna Yönde Oturması

Dayanma yapılarında deprem esnasında veya sonrasında gelişebilecek boyuna yöndeki oturmanın tanımı Tablo 4.20 'de verilmiştir.

Tablo 4.20. Dayanma yapılarında deprem yükleri altında değerlendirilecek boyuna doğrultudaki düşey şekil değiştirme (SCDOT, 2008)

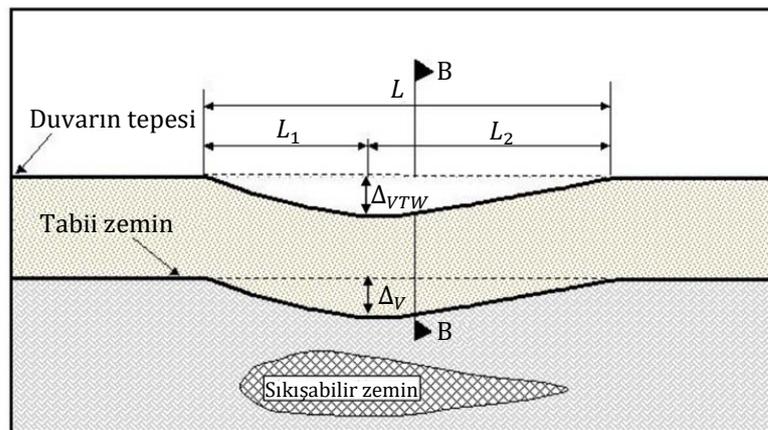
Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No	Açıklama
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_v	RV-03	Dayanma yapısının boyuna profilinde duvarın tepesinde gelişen maksimum farklı oturmadır. Bu oturma 15 m'lik uzunlukta incelenmesi gerekmektedir. Ancak, Şekil 4.7'de gösterildiği gibi sınırlı bir alanda dolgu oturması gözlemleniyorsa L mesafesi boyunca performans limiti kriterinin sağlandığının kontrolünün yapılması gereklidir.

Boyuna yöndeki farklı oturma için önerilen performans limitleri Tablo 4.21'de sunulmuştur.

Tablo 4.21. Deprem yükleri altında dayanma yapıları için profildeki oturmaların performans limitleri (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	DD	Dolgu Performans Sınıflaması				
			DI	DII	DIII		
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_V (cm)	RV-03	Dolgu dayanma yapıları	Rijit/ Yarı-Rijit ağırlık duvarlar	DD-2	2.50 (1/600)*	3.13 (1/500)*	3.13 (1/500)*
				DD-1	5.00 (1/300)*	6.25 (1/240)*	6.25 (1/240)*
			Tüm yüzü panel olan duvarlar	DD-2	2.50 (1/600)*	3.13 (1/500)*	3.13 (1/500)*
				DD-1	5.00 (1/300)*	6.25 (1/240)*	6.25 (1/240)*
			Kafes duvarlar	DD-2	3.75 (1/400)*	5.00 (1/300)*	6.25 (1/240)*
				DD-1	7.50 (1/200)*	10.00 (1/150)*	12.50 (1/480)*
			Toprakarme duvarlar-eklem açıklığı 1.25 cm'den küçük panel yüzü	DD-2	3.75 (1/400)*	5.00 (1/300)*	7.50 (1/200)*
				DD-1	7.50 (1/200)*	10.00 (1/150)*	15.00 (1/100)*
			Toprakarme duvarlar-eklem açıklığı 1.25 cm ve daha büyük panel yüzü	DD-2	5.00 (1/300)*	7.50 (1/200)*	10.00 (1/150)*
				DD-1	10.00 (1/150)*	15.00 (1/100)*	15.00 (1/100)*
		Toprakarme duvarlar-blok yüzü	DD-2	6.25 (1/240)*	6.25 (1/240)*	7.50 (1/200)*	
			DD-1	12.50 (1/480)*	12.50 (1/480)*	15.00 (1/100)*	
		Gabion duvarlar, destekli şevler	DD-2	15.00 (1/100)*	30.00 (1/50)*	30.00 (1/50)*	
			DD-1	30.00 (1/50)*	30.00 (1/50)*	30.00 (1/50)*	
		Yarma dayanma yapıları	Tümü	DD-2	3.75 (1/400)*	5.00 (1/300)*	7.50 (1/200)*
				DD-1	7.50 (1/200)*	10.00 (1/150)*	15.00 (1/100)*

*Parantez içerisindeki değerler farklı oturma limitlerinin boyuna yönde 15 m uzunluğa bölünerek elde edilmiş farklı oturma oranlarıdır.



Şekil 4.7. Dayanma yapısının oturma profili (boyuna yönde) (SCDOT, 2008)

Enine yöndeki farklı oturma için önerilen performans limitleri Tablo 4.23'te sunulmuştur.

Tablo 4.23. Deprem yükleri altında dayanma yapıları için en kesitteki oturmaların performans limitleri (SCDOT, 2008)

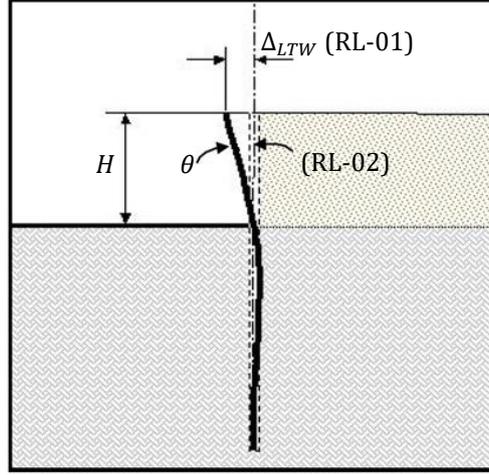
Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No		Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması			
				DI	DII	DIII	
Enine yöndeki farklı oturma, δ_V	RV-04	Dolgu dayanma yapıları	Toprakarme duvarlar	DD-2	$(1/80)L_R$	$(1/80)L_R$	$(1/80)L_R$
			Geosentetik destekli şevler	DD-1	$(1/60)L_R$	$(1/60)L_R$	$(1/60)L_R$
		Yarma dayanma yapıları	Ankrajlarla destekli gömülü duvarlar, zemin çivili duvarlar	DD-2	$(1/80)L_R$	$(1/80)L_R$	$(1/80)L_R$
				DD-1	$(1/40)L_R$	$(1/40)L_R$	$(1/40)L_R$
			DD-2	$(1/120)L_R$	$(1/120)L_R$	$(1/80)L_R$	
			DD-1	$(1/60)L_R$	$(1/60)L_R$	$(1/40)L_R$	

4.6.2.5. Dayanma Yapılarının Yanal Yer Değişirmesi

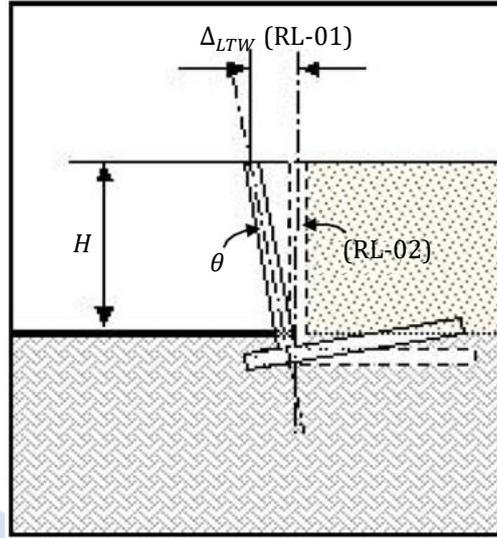
Dayanma yapılarında deprem kaynaklı olarak gelişen ilave yanal toprak basıncı altında oluşabilecek dayanma yapısına dik yöndeki yanal yer değiştirme türleri ve tanımları Tablo 4.24 'te verilmiştir.

Tablo 4.24. Dayanma yapılarında deprem yükleri altında değerlendirilecek yanal yer değiştirmeler (SCDOT, 2008)

Şekil Değişirme Türü	Şekil Değişirme No	Açıklama
Yanal yer değiştirme, Δ_L	RL-01	Duvarın tepesindeki maksimum yanal yer değiştirme, Δ_{LTW} (Şekil 4.10 ve Şekil 4.11)
Duvarın dönmesi, θ	RL-02	Dayanma yapısı yüzünde şev duraysızlığı kaynaklı olarak oluşur ve duvar aksı düşey eksenine göre ölçülür (Şekil 4.10 ve Şekil 4.11).
Farklı yanal yer değiştirme, δ_L	RL-03	Dayanma yapısı profilinde duvar tepesindeki göbeklenme şeklindeki maksimum farklı yanal yer değiştirmedir. Bu yer değiştirmenin 15 m'lik mesafede incelenmesi gerekmektedir. Ancak, Şekil 4.12'de gösterildiği gibi sınırlı bir alanda dolgu oturması gözlemleniyorsa L_L mesafesi boyunca performans limiti kriterinin sağlandığının kontrolünün yapılması gereklidir.

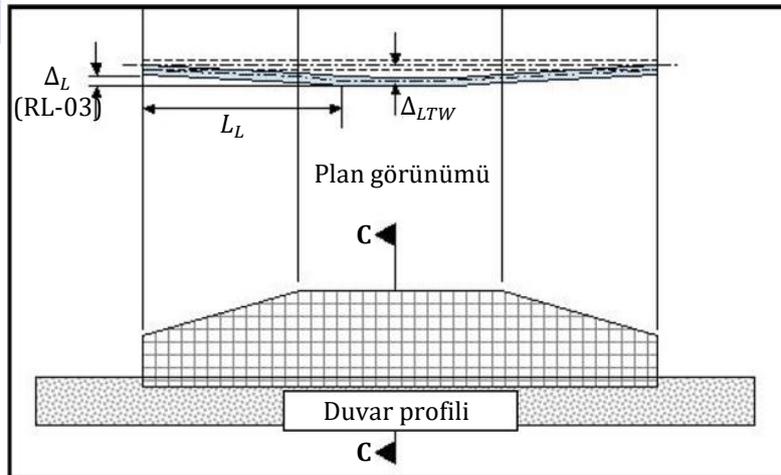


Şekil 4.10. Yarma dayanma yapısının yanal yer değiştirmesi (SCDOT, 2008)



Şekil 4.11. Dolgu dayanma yapısının yanal yer değiştirmesi (SCDOT, 2008)

Yanal yer değiştirmeler için önerilen performans limitleri Tablo 4.25 'te sunulmuştur.



Şekil 4.12. Dolgu dayanma yapısının farklı yanal yer değiştirmeleri (SCDOT, 2008)

Tablo 4.25. Deprem yükleri altında dayanma yapıları için en kesitteki oturmalarmın performans limitleri (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No			Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması				
					DI	DII	DIII		
Yanal yer değiştirmeler	RL-01	Dolgu dayanma yapıları	Rijit duvarlar, tüm yüzü panel olan duvarlar	DD-2	(1/800) <i>H</i>	(1/800) <i>H</i>	(1/480) <i>H</i>		
				DD-1	(1/400) <i>H</i>	(1/400) <i>H</i>	(1/240) <i>H</i>		
			Kafes duvarlar, toprakarme duvarlar	DD-2	(1/343) <i>H</i>	(1/343) <i>H</i>	(1/267) <i>H</i>		
				DD-1	(1/171) <i>H</i>	(1/171) <i>H</i>	(1/133) <i>H</i>		
			Gabion duvarlar, geosentetik destekli şevler	DD-2	(1/240) <i>H</i>	(1/240) <i>H</i>	(1/200) <i>H</i>		
				DD-1	(1/120) <i>H</i>	(1/120) <i>H</i>	(1/80) <i>H</i>		
		Yarma dayanma yapıları	Ankrajlı gömülü duvarlar, zemin çivili duvarlar	DD-2	(1/800) <i>H</i>	(1/800) <i>H</i>	(1/480) <i>H</i>		
				DD-1	(1/400) <i>H</i>	(1/400) <i>H</i>	(1/240) <i>H</i>		
			Gömülü duvarlar	DD-2	(1/343) <i>H</i>	(1/343) <i>H</i>	(1/267) <i>H</i>		
				DD-1	(1/171) <i>H</i>	(1/171) <i>H</i>	(1/133) <i>H</i>		
			RL-02	Dolgu dayanma yapıları	Rijit duvarlar, tüm yüzü panel olan duvarlar	DD-2	< 0.5°	< 0.5°	< 0.5°
						DD-1	< 1°	< 1°	< 2°
	Kafes duvarlar, toprakarme duvarlar	DD-2			< 2°	< 2°	< 2°		
		DD-1			< 4°	< 4°	< 6°		
	Gabion duvarlar, geosentetik destekli şevler	DD-2			< 4°	< 4°	< 6°		
		DD-1			< 6°	< 6°	< 8°		
	Yarma dayanma yapıları	Ankrajlı gömülü duvarlar, zemin çivili duvarlar	DD-2	< 1°	< 1°	< 1°			
			DD-1	< 2°	< 2°	< 2°			
		Gömülü duvarlar	DD-2	< 2°	< 2°	< 2°			
			DD-1	< 3°	< 3°	< 3°			
		RL-03	Dolgu dayanma yapıları	Tümü	DD-2	2.50 cm*	2.50 cm*	2.50 cm*	
					DD-1	5.00 cm*	5.00 cm*	5.00 cm*	
	Yarma dayanma yapıları		Tümü		DD-2	2.50 cm*	2.50 cm*	2.50 cm*	
					DD-1	5.00 cm*	5.00 cm*	5.00 cm*	

* Bu değerler $L_L = 15$ m 'ye bölünmüş değerlerdir.

4.7. Genel Performans Kriterleri

Bu kısımda Bölüm 4 kapsamında tariflenen performans kriterlerinin geçerli olmadığı yapılar ve yükleme koşulları için genel tavsiyeler ve kriterler sunulmuştur. Bu kapsamda yapı hizmet ömrü içinde % 50 aşılma olasılığına karşılık gelen deprem senaryosu kapsamında yapının elastik davranış göstermesi ve bu tanımla uyumlu olarak kalıcı yer değiştirmelerin sıfır veya ihmal edilebilir mertebelerde olması hedeflenir. Benzer bir şekilde, 50 yılda % 10 aşılma olasılığına karşılık gelen (tekrarlanma periyodu = 475 yıl) deprem düzeyinde (DD-2) ise yapının kesintisiz hizmetini sürdürebilmesi, olası düşük seviyeli kalıcı hasarların yine hizmeti aksatmayacak şekilde ve makul süreler içinde onarılabilir olması hedeflenir. 50 yılda % 2 aşılma olasılığına karşılık gelen karşılık gelen (tekrarlanma periyodu = 2475 yıl) deprem düzeyinde (DD-1) ise yapının toptan göçme davranışı göstermeksizin ciddi kalıcı hasarlara maruz kalsa da duraylı olması hedeflenir.

Tariflenen bu performans hedefleri ile uyumlu olarak özetlenen Tablo 4.26 'da zemin performans kriterleri tariflenmiştir. Bu kriterlerin geliştirilmesi aşamasında liteartürde mevcut bağıntılardan yararlanılarak i) doğrusal olmayan davranışın başladığı, ii) artan birim şekil değiştirmeye ortaya çıkan ciddi rijitlik azalışları ve boşluk suyu basıncı, iii) göçme ve/veya zemin sıvılaşmasının tetiklendiği eşik sınır değerleri tariflenmiştir. Tariflenen bu sınır değerlerin en gayri müsait olanı esas alınarak nihai performans değerlendirilmesi yapılır.

Tablo 4.26. Genel performans kriterleri

Hasar Düzeyi	Deprem Düzeyi	γ	ϵ_v	G/G_{maks}	r_u
MH	Yapı ömrü içinde %50 aşılma olasılığı	$<(10^{-4})$	$<(3 \times 10^{-5})$	(0.8)– (1.0)	$<(0.05)$
OH	DD-2	$(10^{-4}) - (5 \times 10^{-3})$	$(3 \times 10^{-5}) - (3 \times 10^{-3})$	(0.2)– (0.8)	(0.05)– (0.60)
İH	DD-1	$>(3 \times 10^{-2})$	(1×10^{-2})	$<<(0.1)$	$>(0.60)$



KAYNAKLAR

SCDOT (South Carolina Department of Transportation). (2008-2010). "SCDOT Geotechnical Design Manual", Chapter 10, Güney Karolina, ABD.

TASLAK

BÖLÜM 5 - Simgeler

c	Kohezyon
F_{PGA}	PGA için yerel zemin etki katsayısı
F_1	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
GS	Güvenlik sayısı
H	Duvar yüksekliği
H_{su}	Suyun (duvar tabanından) yüksekliği
h	P_{AE} kuvvetinin etki ettiği noktanın duvar tabanından yüksekliği
i	Geri dolgu geri şev açısı
K_0	Sükunetteki yanıl zemin basıncı katsayısı
K_{AE}	Toplam (statik+deprem) aktif zemin basıncı katsayısı
K_{PE}	Toplam (statik+ deprem) pasif zemin basıncı katsayısı
k	Hidrolik geçirgenlik katsayısı
k_h	Yatay eşdeğer deprem katsayısı
k_{maks}	Maksimum deprem katsayısı
k_v	Düşey eşdeğer deprem katsayısı
k_y	Yenilme eşdeğer deprem katsayısı ($GS=1.0$)
M_w	Deprem moment büyüklüğü
n	Eşdeğer tekrar sayısı
n_L	Sıvılaşmayı tetikleyen tekrar sayısı ($r_u=1$ koşulu)
P_A	Statik aktif zemin itkisi
P_{AE}	Toplam (statik ve deprem) aktif zemin itkisi
P_P	Statik pasif zemin itkisi
p_P	Pasif yanıl zemin basıncı
P_{PE}	Toplam (statik ve deprem) pasif zemin itkisi
P_{su}	Hidrostatik itki
p_{su}	Hidrostatik su basıncı
P_t	Dayanma yapısına etkileyen toplam (statik ve deprem) zemin itkisinin bileşkesi
PGA	Maksimum yer ivmesi
R	Bileşke kuvvet
r	Duvar yer değiştirmesine bağlı katsayı
r_u	Aşırı boşluk suyu basıncı oranı
S_1	1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
W	Aktif kayma kamasının ağırlığı
Z_{Lj}	Desteklenen zemin kütesinin serbest yüzeyine deprem durumu-aktif gerilmelerinin bileşkesine eşit kuvvet
z	Derinlik
α	Şev yüksekliği azaltım katsayısı
β'	Duvar önyüzünün düşey eksen ile yaptığı açı
β	İvme tepki spektrumu şekil katsayısı
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
γ'	Zeminin efektif birim hacim ağırlığı
γ_{doy}	Suya doymun zemin birim hacim ağırlığı
γ_{ed}	Sıvının eşdeğer birim hacim ağırlığı
γ_{su}	Suyun birim hacim ağırlığı
Δ	Yer değiştirme
Δ_A	Aktif basıncın mobilize olması için gerekli duvar yer değiştirmesi
Δ_P	Pasif basıncın mobilize olması için gerekli duvar yer değiştirmesi
ΔP_{AE}	Eşdeğer statik aktif zemin itkisi
ΔP_{su}	Hidrodinamik itki
δ	Zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı
θ	Eşdeğer deprem katsayısına bağlı açı
ϕ	Zeminin kayma direnci açısı

BÖLÜM 5

DAYANMA YAPILARI: DEPREM DURUMUDAKİ YANAL ZEMİN İTKİLERİ

5.1. Genel

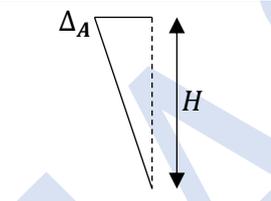
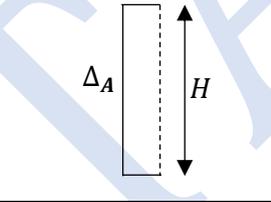
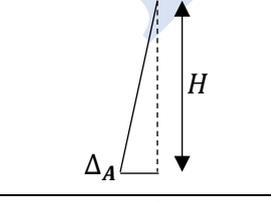
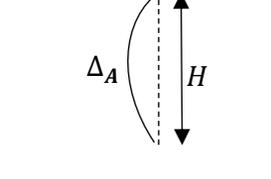
Bu bölümde esnek ve rijit dayanma yapıları üzerinde deprem durumunda etkiyen yanal zemin itkilerinin hesaplanmasına yönelik yöntemler verilmiştir.

Yanal zemin basınçlarının mertebesi dayanma yapısının hareketine bağlı olarak değişmektedir. Dayanma yapısının yer değiştirmesi (aktif için Δ_A ve pasif için Δ_P) belli bir değere ulaştığında limit aktif/pasif basınç değerler mobilize olmaktadır (*esnek duvarlar*). *Esnek duvarlar* üzerine etkiyen dayanma yapısı gerisindeki toplam zemin itkileri Bölüm 5.3'te tanımlanmıştır.

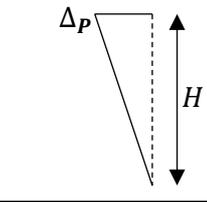
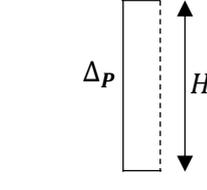
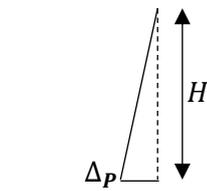
Eğer bodrum duvarlarında veya rijit betonarme kutu kesitlerde olduğu gibi yer değiştirme yok veya sınırlı düzeyde ise (*rijit duvarlar*) bu durumu temsil eden eşdeğer deprem katsayıları belirlenerek Bölüm 5.4'te sunulan genel limit denge yöntemi kullanılacaktır.

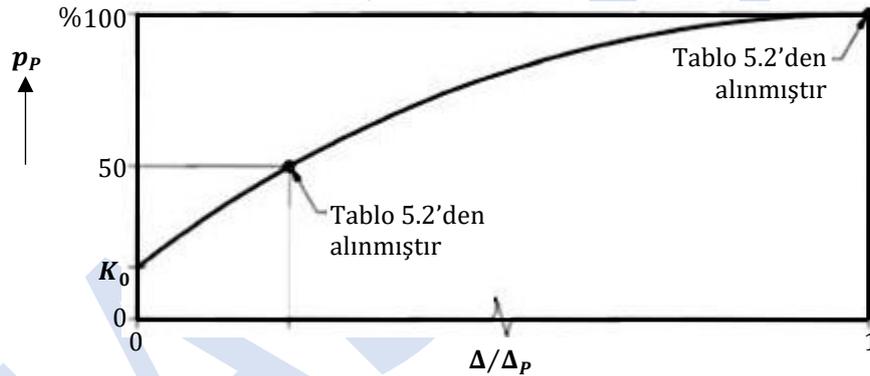
Bir dayanma yapısının tam aktif veya tam pasif limit denge durumuna ulaşabilmesi için yapması gereken yer değiştirme mertebeleri aktif limit denge durumu için Tablo 5.1, pasif limit denge durumu için Tablo 5.2 'de verilmektedir. Bu tablolar düşey duvar, duvar gerisi yatay topoğrafya ve sükunetteki yanal zemin basıncı katsayısının $K_0 < 1.0$ olduğu durumlar için verilmiştir. Tablo 5.2 'deki parantez içindeki değerler duvarın yeteri kadar yer değiştirme yapmadığı ve limit pasif direncin %50 'sinin mobilize olduğu durum için verilmiştir. Duvar yer değiştirmesi ile mobilize olan pasif gerilme ilişkisi Şekil 5.1'de gösterilmektedir. Aktif limit basınçlar ile sükunetteki yanal zemin basınçları arasında gerçekleşen yanal zemin itkilerinin değeri doğrusal enterpolasyonla bulunabilir.

Tablo 5.1. Tam aktif durum için gerekli yer değiştirme mertebeleri (EN-1997-1)

Duvar Hareket Tipi	Gevşek zemin için Δ_A/H	Sıkı zemin için Δ_A/H
a) 	% 0.4 – 0.5	%0.1 – 0.2
b) 	%0.2	%0.05 – 0.1
c) 	%0.8 – 1.0	%0.2 – 0.5
d) 	% 0.4 – 0.5	%0.1 – 0.2

Tablo 5.2. Tam pasif durum için gerekli yer değiştirme mertebeleri (EN-1997-1)

Duvar Hareket Tipi	Gevşek zemin için Δ_p/H	Sıkı zemin için Δ_p/H
a) 	% 7 – 25 (% 1.5 – 4.0)	%5 – 10 (% 1.1 – 2.0)
b) 	%5 – 10 (% 0.9 – 1.5)	%3 – 6 (% 0.5 – 1.0)
c) 	%6 – 15 (% 1.0 – 1.5)	%5 – 6 (% 0.5 – 1.3)



Şekil 5.1. Duvar yer değiştirmesi ile mobilize olan pasif gerilme ilişkisi (EN-1997-1)

5.2. Dayanma Yapıları için Eşdeğer Deprem Katsayıları

Yatay eşdeğer deprem katsayısı (k_h) dayanma yapısı analizlerinde deprem etkisini yansıtmak amacıyla kullanılmaktadır. k_h değeri deprem performans kriterine, tasarım yer hareketine ve dayanma yapısı yüksekliğine bağlı olup Denklem 5.1 ile hesaplanmaktadır.

$$k_{maks} = F_{PGA} \times (PGA/g) \quad (\text{Denklem 5.1a})$$

$$k_h = r \times \alpha \times k_{maks} \quad (\text{Denklem 5.1b})$$

$$\alpha = 1 - 0.0328H(1 - 0.5\beta) \quad (\text{Denklem 5.1c})$$

$$\beta = F_1 S_1 / k_{maks} \quad (\text{Denklem 5.1d})$$

$$k_v = \pm 0.5k_h \quad (\text{Denklem 5.1e})$$

Burada; r : duvar yer değiştirmesine bağlı katsayı, k_{maks} : maksimum deprem katsayısı, k_y : düşey eşdeğer deprem katsayısı, H : dayanma yapısı yüksekliği [m], α : duvar yüksekliği azalım katsayısı, β : ivme tepki spektrumu şekil katsayısı, PGA : maksimum yer ivmesi (TBDY, 2018), F_{PGA} : PGA için yerel zemin etki katsayısı (Tablo 2.1), F_1 : 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı (Tablo 22) ve S_1 : 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı (TBDY, 2018).

Duvar yüksekliği azalım katsayısı (α) değerinin duvar yüksekliği (H) ile olan ilişkisi Şekil 2.1'de verilmiştir. Bu katsayının $H > 30$ m için $H = 30$ m'deki değerinin alınması gerekmektedir. Temel zeminin ZA ve ZB sınıfları olması durumunda hesaplanan α değeri %20 arttırılacaktır. ZA ve ZB zemin sınıflarına oturan yüksekliği 6 m'den az duvarlar için arttırılmış haliyle $\alpha = 1.2$ alınacaktır (NCHRP, 2008).

Denklem 5.1b'deki duvar yer değiştirmesine bağlı katsayısı (r) kabul edilebilir yanal yer değiştirmeye bağlı olarak seçilecektir. Bu katsayı yer değiştirmeye mücade edilmediği durumlarda $r = 1.0$; 1 - 2 inç mertebesinde sınırlı yer değiştirmenin tolere edilebileceği durumlarda $r = 0.5$, 2 inç'ten fazla kalıcı yer değiştirmenin tolere edilebildiği durumlarda ise $r = k_y/k_{maks}$ oranına eşit alınacaktır.

5.3. Esnek Duvarlar için Deprem Durumundaki Yanal İtkiler

Dayanma yapısına etkiyen toplam (statik ve deprem) zemin itkisinin bileşkesi (P_t) Denklem 5.2 ile hesaplanacaktır.

$$P_t = (P_{AE} \text{ veya } P_{PE}) + P_{su} + \Delta P_{su} \quad (\text{Denklem 5.2})$$

Burada; P_{AE} : toplam (statik ve deprem) aktif zemin itkisi; P_{PE} : toplam (statik ve deprem) pasif zemin itkisi, P_{su} ve ΔP_{su} ise hidrostatik ve hidrodinamik itkilerdir. Dayanma yapısına etkiyen su itkilerinin hesabı Bölüm 5.3.2'de verilmiştir.

Farklı dayanma yapılarının deprem durumu tasarımında dikkate alınması gereken hususlar NCHRP (2008) yayınında verilmektedir.

5.3.1. Yanal Zemin İtkileri

Bölüm 5.3.1.1'de detayları verilen Mononobe-Okabe yöntemi tamamen kuru ve homojen kohezyonsuz ($c=0$) drenajlı geri dolguların toplam aktif itkileri için geçerlidir. Dayanma yapısı gerisindeki zeminin kohezyonlu olması durumu için toplam (statik ve deprem) aktif zemin itkisinin hesabı Bölüm 5.3.1.2 'ye göre yapılacaktır. Deprem durumunda dayanma yapılarına etkiyen toplam (statik ve deprem) pasif zemin itkisinin hesabı için ise Bölüm 5.3.1.3'te verilen yöntem kullanılacaktır.

5.3.1.1. Mononobe-Okabe Yöntemi

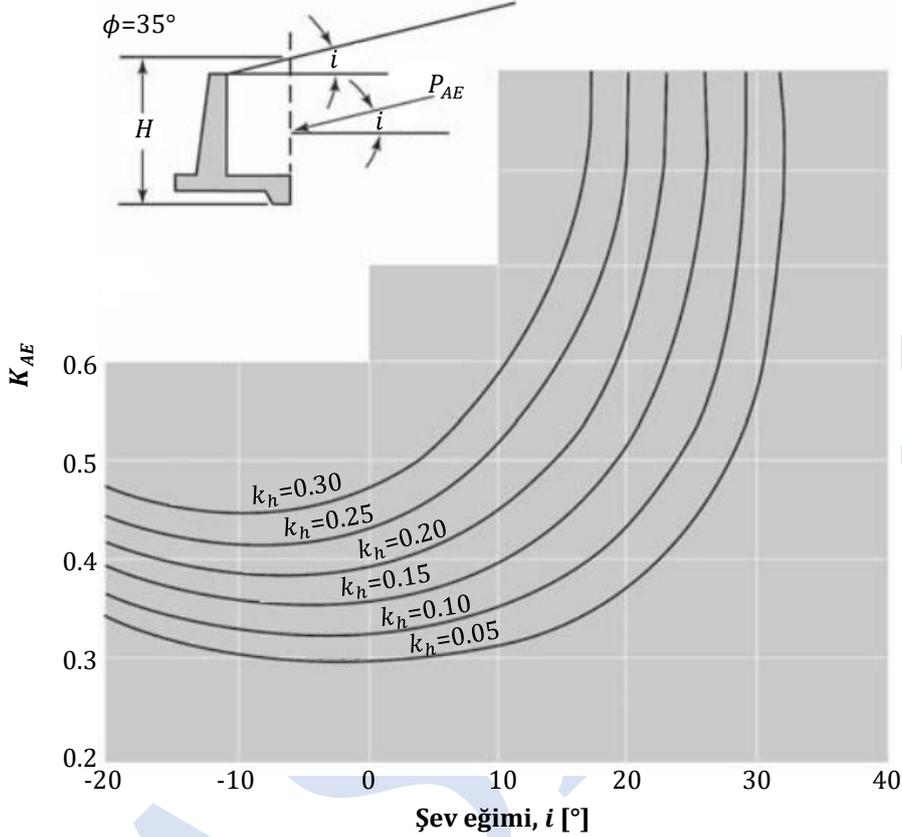
Mononobe-Okabe (M-O) yöntemi tamamen kuru ve homojen kohezyonsuz ($c=0$) drenajlı geri dolgular, duvar gerisindeki eğimin ve k_h yüksek olmadığı koşullar, duvarın topuğundan 3Y:1D eğimli kayma kaması içerisinde kalan bölgede yer aldığı durum için geçerlidir.

M-O yönteminin uygulanabilirliği duvar gerisi zeminin kayma direnci açısı (ϕ) ve eğimi (i) ile eşdeğer statik deprem katsayısının (k_h) değerlerine bağlıdır. Örneğin, Şekil 5.2'de görüldüğü gibi $k_h = 0.30$ olduğunda şev eğiminin (i) 17° 'ye yaklaşması durumunda K_{AE} değeri sonsuza yaklaşmakta ve M-O denklemi sonuç vermemektedir. Benzer şekilde $k_h = 0.05$ değeri için $i=30^\circ$ 'den dik geri dolgu açılarında denklem sonuçsuz kalmaktadır. Genel bir kural olarak Denklem 5.3'te verilen koşul sağlandığında M-O yöntemi sonuç vermektedir.

$$i \leq \phi - \theta \quad (\text{Denklem 5.3a})$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (\text{Denklem 5.3b})$$

Burada; θ : eşdeğer deprem katsayılarına bağlı açıdır [°].



Şekil 5.2. K_{AE} üzerinde geri dolgu açısının etkisi (NCHRP, 2008)

Kuru ve homojen kohezyonsuz ($c=0$) bir geri dolguda gelişebilecek aktif kama üzerine etkileyen kuvvetler Şekil 5.3'te verilmiştir. Statik ve deprem durumundaki yüklerin toplamı olan toplam aktif zemin itkisi (P_{AE}) Denklem 5.4'ten hesaplanacaktır (NCHRP, 2008).

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (\text{Denklem 5.4})$$

Burada; P_A : statik aktif zemin itkisi, ΔP_{AE} : eşdeğer statik (deprem) aktif zemin itkisi, H : duvar yüksekliği, γ : zeminin doğal birim hacim ağırlığı, K_{AE} : toplam (statik+deprem) aktif zemin basıncı katsayısı (Denklem 5.5) ve k_v : düşey eşdeğer deprem katsayısıdır.

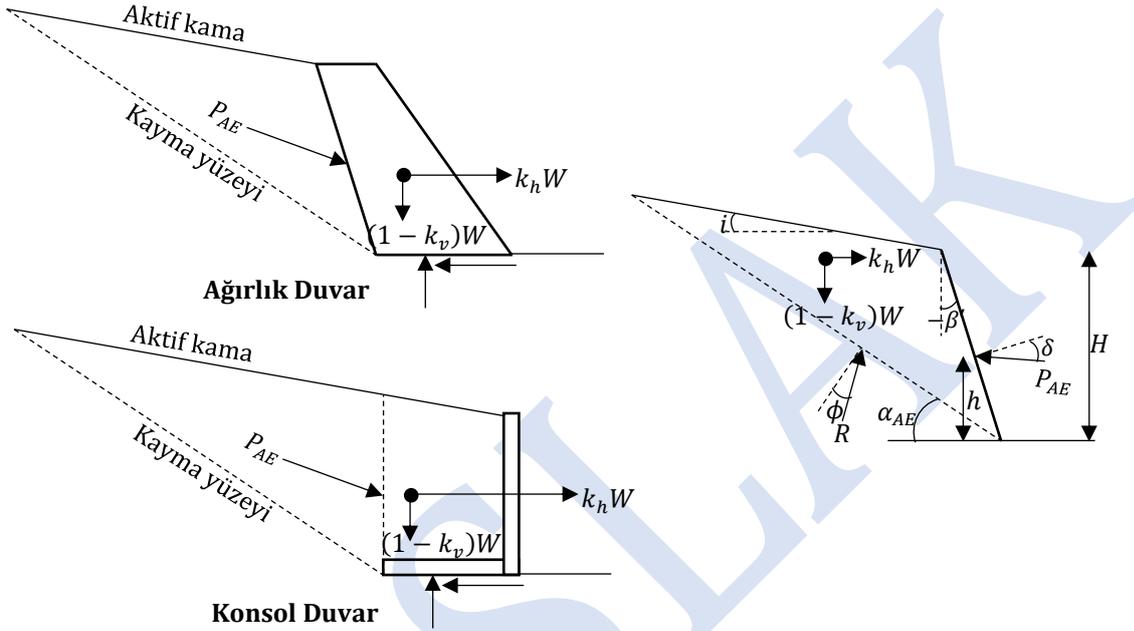
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta')}{\cos \theta \cos^2(\beta') \cos(\delta + \beta' + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta) \cos(i - \beta')}} \right]^{-2} \quad (\text{Denklem 5.5a})$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] \quad (\text{Denklem 5.5b})$$

Burada; ϕ : zeminin kayma direnci açısı [$^{\circ}$], δ : zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı [$^{\circ}$] olup ϕ değerinin yaklaşık $2/3$ 'ü alınacaktır (TBDY, 2018), β' : duvar önyüzünün düşey eksen ile yaptığı açı [$^{\circ}$], i : geri dolgu şev açısı [$^{\circ}$] ve θ : eşdeğer deprem katsayılarına bağlı açıdır [$^{\circ}$]. İlgili açılar Şekil 5.3'te gösterilmiştir.

Deprem durumundaki eşdeğer statik aktif zemin itkisinin ($\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$) duvar tabanına göre etkideği yükseklik (h) Denklem 5.6'dan hesaplanacaktır. P_A değeri statik durum için Coulomb teorisi kullanılarak hesaplanır.

$$h = \frac{P_A(H/3) + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (\text{Denklem 5.6})$$



Şekil 5.3. Mononobe - Okabe yöntemi

Statik ve deprem durumundaki yüklerin toplamı olan toplam pasif zemin itkisi (P_{PE}) Denklem 5.7'den hesaplanacaktır.

$$P_{PE} = P_p + \Delta P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (\text{Denklem 5.7})$$

Burada; H : duvar yüksekliği, γ : zeminin birim hacim ağırlığı, k_v : düşey eşdeğer deprem katsayısı (Denklem 5.5b) ve K_{PE} : toplam (statik+deprem) pasif zemin basıncı katsayısıdır (Denklem 5.8, NCHRP, 2008).

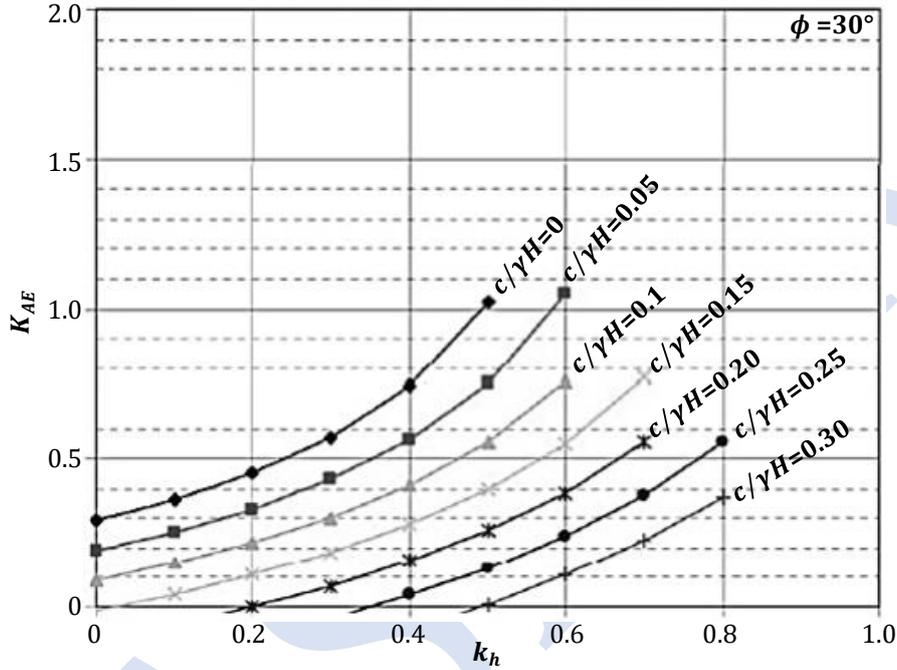
$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta')}{\cos \theta \cos^2(\beta') \cos(\delta - \beta' + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta' + \theta) \cos(i - \beta')}} \right]^{-2} \quad (\text{Denklem 5.8})$$

M-O yöntemi, Coulomb teorisine dayalı olup, Coulomb teorisinin bazı koşullarda pasif itkiyi gerçeğinden daha yüksek tahmin ettiği bilindiğinden dikkatli kullanılmalıdır.

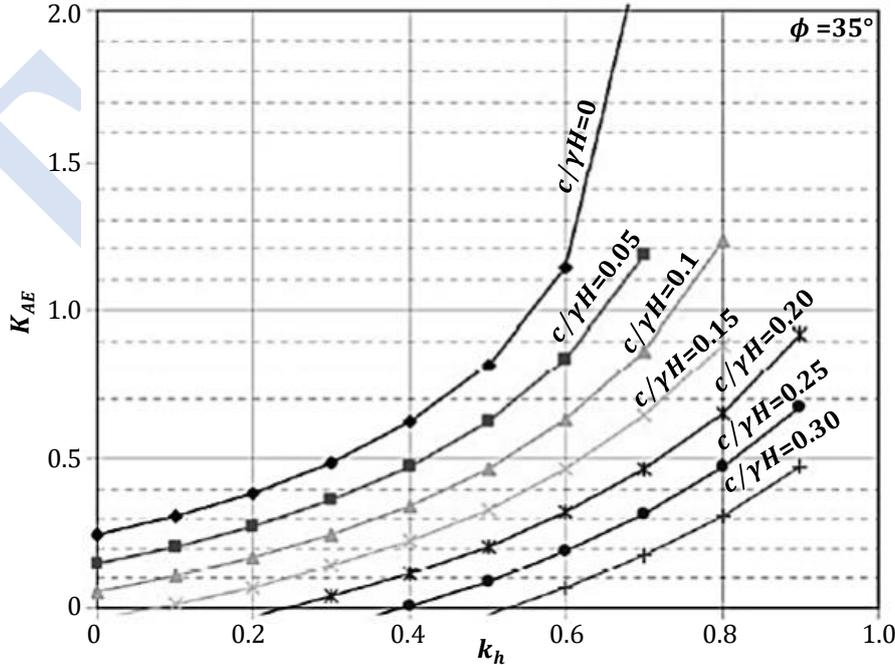
5.3.1.2. Kohezyonlu Zeminlerde Deprem Durumundaki Aktif Zemin İtkisi

Kısmen ya da tamamen kohezyonlu yatay geri dolgularda ($c \neq 0$) deprem durumundaki (eşdeğer statik) aktif zemin itkisinin hesabı için, çekme (tansiyon) çatlağının ve duvar adhezyonunun olmadığı kabulü ile, Prakash ve Saran (1966) tarafından geliştirilen yöntem bu bölümde verilmiştir.

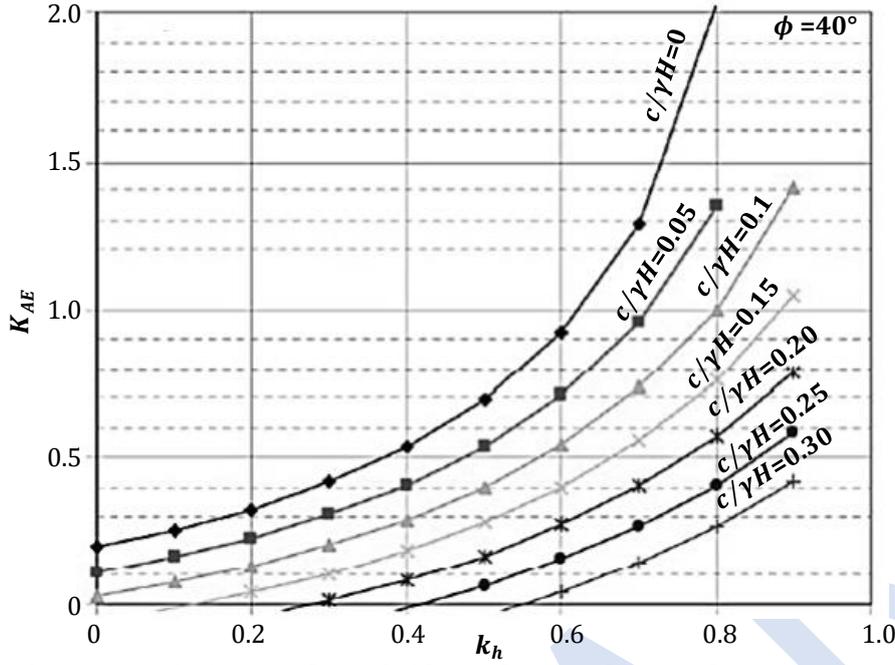
Duvar gerisindeki zeminin kohezyonlu (c ve ϕ) olması durumunda M-O yönteminden türetilmiş toplam (statik+deprem) aktif zemin basıncı katsayısı (K_{AE}) Şekil 5.4 – Şekil 5.6 'da verilmektedir. Burada; k_h : yatay eşdeğer deprem katsayısı, c : zeminin kohezyonu, ϕ : zeminin kayma direnci açısı, γ : zeminin birim hacim ağırlığı ve H : duvar yüksekliğidir.



Şekil 5.4. $\phi = 30^\circ$ zemin için toplam aktif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



Şekil 5.5. $\phi = 35^\circ$ zemin için toplam aktif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)

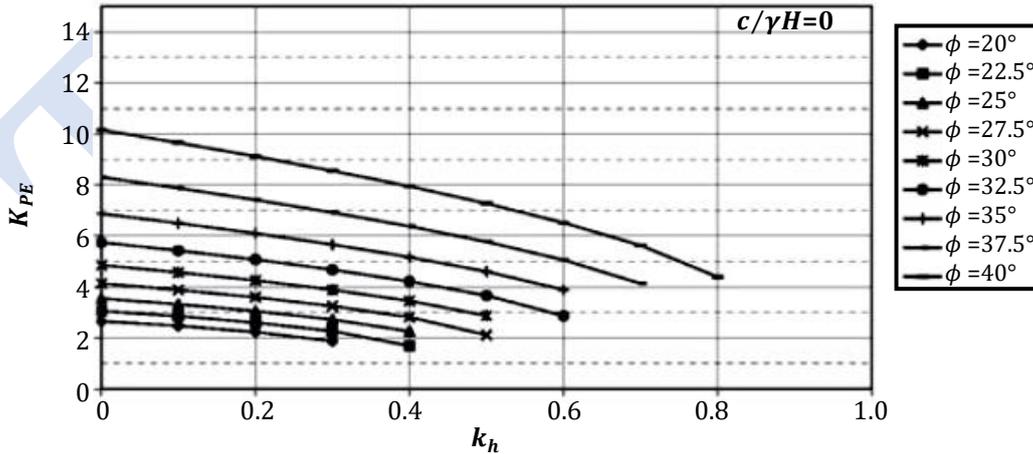


Şekil 5.6. $\phi = 40^\circ$ zemin için toplam aktif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)

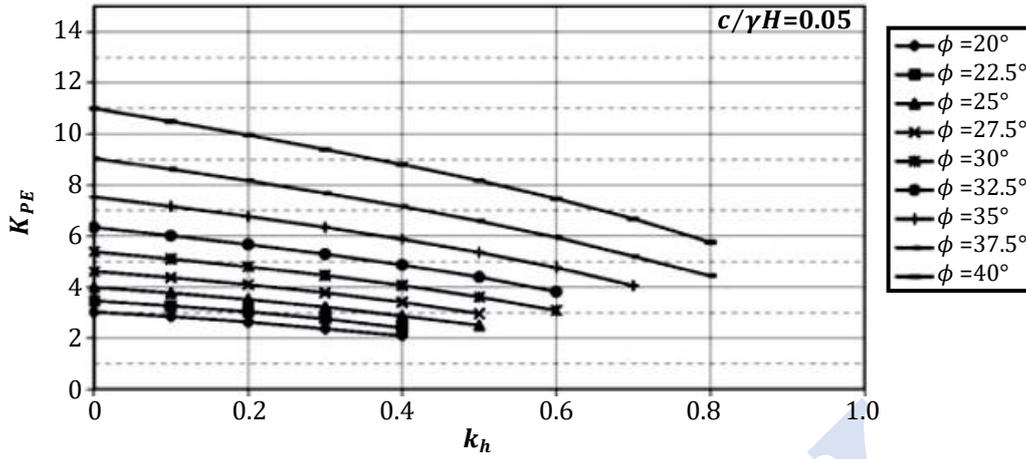
5.3.1.3. Kohezyonlu Zeminlerde Deprem Durumundaki Pasif Zemin İtkisi

Dayanma yapısına deprem durumunda etkiyen pasif zemin itkisinin hesabı için zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısının kayma direnci açısının $2/3$ 'ü kabulü ile geliştirilen log-spiral yöntemi ile kullanılır.

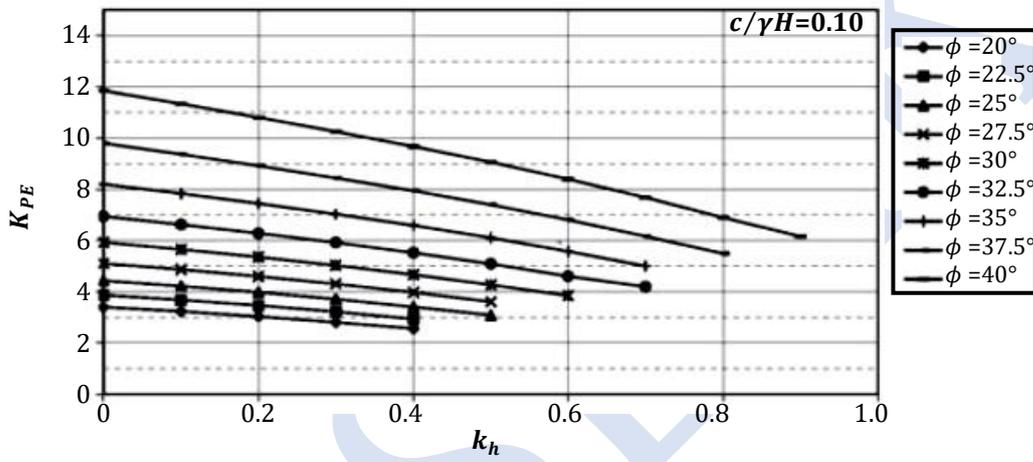
Toplam (statik+deprem) pasif yanal zemin basıncı katsayısı (K_{PE}) Şekil 5.7 - Şekil 5.12 'de verilmektedir. Burada; k_h : yatay eşdeğer deprem katsayısı, c : zeminin kohezyonu, ϕ : zeminin kayma direnci açısı, γ : zeminin birim hacim ağırlığı ve H : duvar yüksekliğidir. Bu yaklaşım yatay geri dolgu koşulu için geçerlidir.



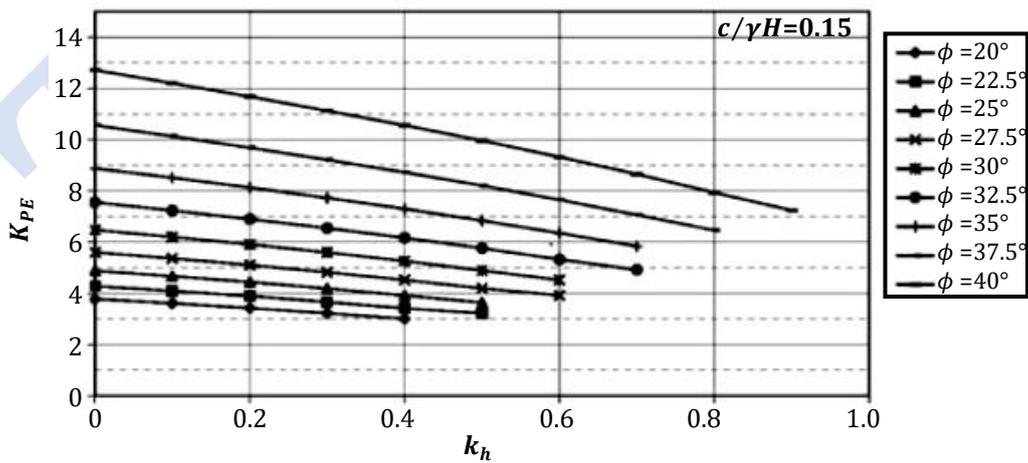
Şekil 5.7. $c/\gamma H=0$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



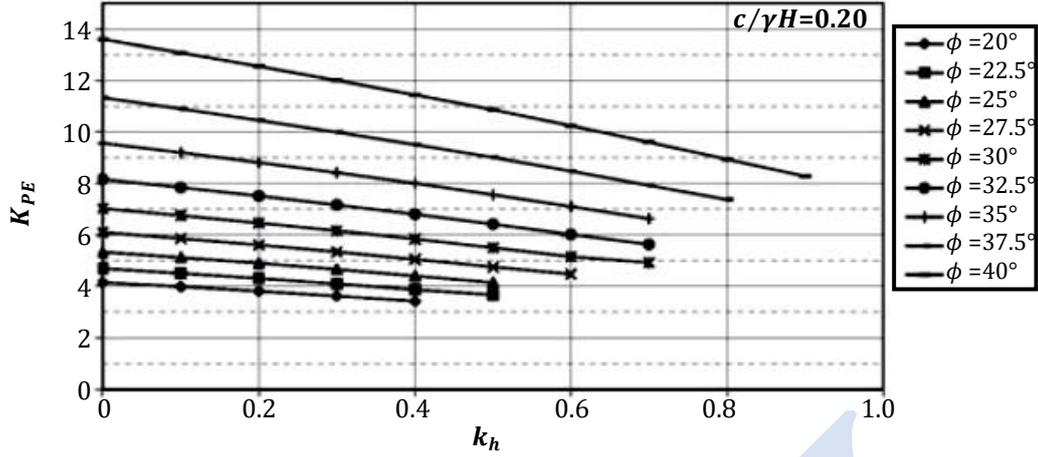
Şekil 5.8. $c/\gamma H=0.05$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



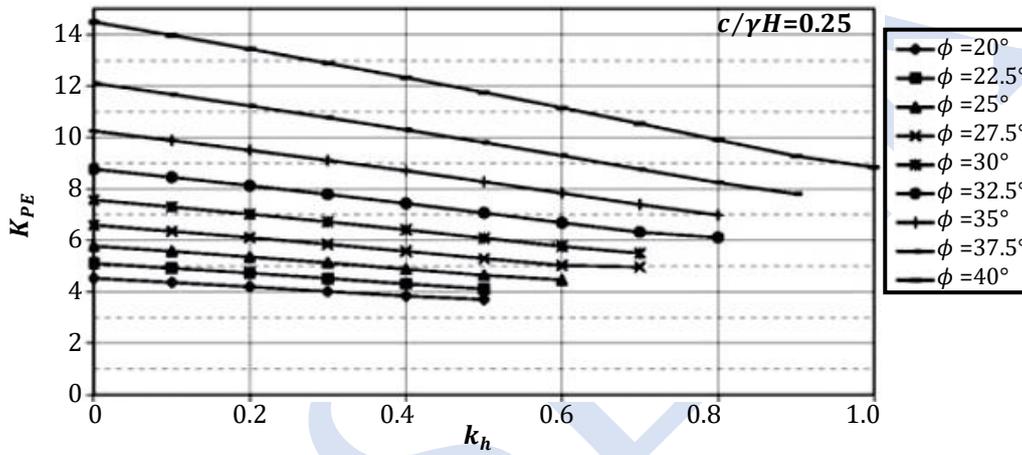
Şekil 5.9. $c/\gamma H=0.10$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



Şekil 5.10. $c/\gamma H=0.15$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



Şekil 5.11. $c/\gamma H=0.20$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



Şekil 5.12. $c/\gamma H=0.25$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)

5.3.2. Su Basıncı

5.3.2.1. Duvara Etkiyen Hidrodinamik Su Basıncı

Duvar yüzeyinde serbest su seviyesinin olması durumunda hidrodinamik su basıncı (p_{su}) Denklem 5.9'dan hesaplanacaktır (Kramer, 1996).

$$p_{su}(z) = \pm \frac{7}{8} k_{maks} \gamma_{su} \sqrt{H_{su} \cdot z} \quad (\text{Denklem 5.9})$$

Burada; k_{maks} : maksimum deprem katsayısı (Denklem 5.1a), H_{su} : suyun (duvar tabanından) yüksekliği, z : derinlik (su seviyesinden) ve γ_{su} : suyun birim hacim ağırlığıdır.

Bu durumda hidrodinamik itki ΔP_{su} Denklem 5.10 ile hesaplanacaktır.

$$\Delta P_{su} = \frac{7}{12} (k_{maks}) \gamma_{su} H_{su}^2 \quad (\text{Denklem 5.10})$$

5.3.2.2. Duvar Gerisinde Su Seviyesinin Oluşması Durumu

Duvar gerisindeki zeminin suya doymuş koşulunda iki durum söz konusudur:

- (i) Serbest boşluk suyu koşulu (SBS) ve
- (ii) Hapsolmuş boşluk suyu koşulu (HBS).

Eğer zemin geçirgenliği çok yüksek (çakıl) ise deprem hareketleri esnasında zemin boşluklarındaki su durağan konumdadır. Zemin iskeleti ise deprem salınımlarıyla uyumlu bir şekilde hareketlidir. Bu oluşum SBS koşulunu temsil etmektedir.

SBS koşulunda deprem atalet kuvvetleri hesabında zeminin efektif birim hacim ağırlığı (γ') kullanılarak belirlenir. Ayrıca boşluk suyunun hidrostatik ve hidrodinamik (Denklem 5.10) etkileri dikkate alınır.

HBS durumu zeminin göreceli olarak düşük geçirgenliğe sahip olduğunda ($k \leq 10^{-3}$ cm/sn) gerçekleşmektedir. Zemin daneleri ve boşluklardaki su deprem salınımları etkisiyle beraber hareket etmektedirler.

HBS koşulunda ise M-O yöntemi su basınçlarını dikkate alacak şekilde yeniden düzenlenmiştir. Duvar gerisindeki zeminin aşırı boşluk suyu basıncı oranı ($r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$) belirlenir ve M-O aktif itki denkleminde γ ve θ değerleri sırasıyla Denklem 5.11 ve Denklem 5.12 'den hesaplanır.

$$\gamma = \gamma'(1 - r_u) \quad (\text{Denklem 5.11})$$

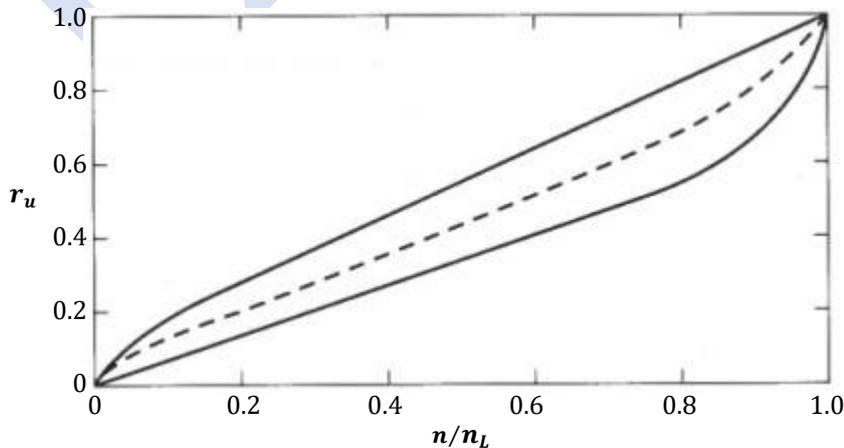
$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{doym} k_h}{\gamma'(1 - r_u)(1 - k_v)} \right] \quad (\text{Denklem 5.12})$$

Burada; γ' : zeminin efektif birim hacim ağırlığı ve γ_{doym} : zeminin doymuş birim hacim ağırlığıdır.

HBS durumunda M-O ile hesaplanan toplam aktif itkiye eşdeğer hidrostatik itki değeri eklenir. Bu hidrostatik itkinin hesabında ise sıvının eşdeğer birim hacim ağırlığı (γ_{ed}) Denklem 5.13 'ten hesaplanacaktır.

$$\gamma_{ed} = \gamma_{su} + r_u \gamma' \quad (\text{Denklem 5.13})$$

Aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u) Şekil 5.13'ten elde edilebilecektir. Burada; n : incelenen vakadaki deprem eşdeğer tekrar sayısı ve n_L : mevcut zemin koşullarında sıvılaşmayı tetikleyen tekrar sayısıdır ($r_u=1$ koşulu). Tekrar sayıları deprem moment büyüklüğüne (M_w) bağlı olup Tablo 5.3'ten alınır.



Şekil 5.13. Aşırı boşluk suyu basıncı oranı ile tekrar sayısı ilişkisi (Kramer, 1996)

Tablo 5.3. Farklı deprem moment büyüklükleri için tekrar sayıları (JGS, 1998)

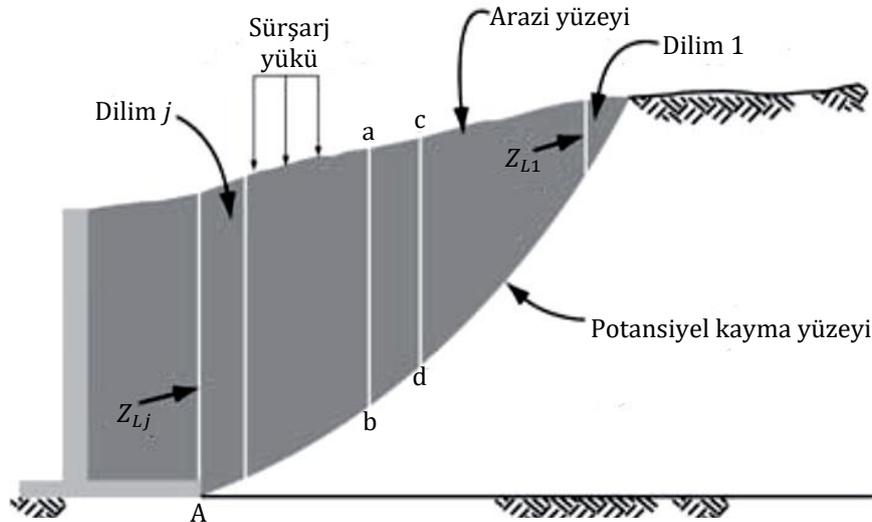
Moment Büyüklüğü, M_w	Tekrar Sayısı, n
5.50	2 - 3
6.00	5
6.75	10
7.50	15
8.50	20

Duvarın gerisinde sıvılaşma olması durumunda ($r_u=1.0$) toplam yatay itki (P_t) eşdeğer sıvı birim ağırlığı $\gamma_{ed} = \gamma_{doğ}$ alınarak hidrostatik basınç olarak hesaplanır.

5.4. Genel Limit Denge Yöntemi

M-O yönteminin geçerli olmadığı durumlarda Genel Limit Denge (GLE) yöntemi kullanılacaktır (NCHRP, 2008). Bu yöntemin uygulamasında aşağıdaki adımlar takip edilmelidir:

1. Zemin parametreleri, yeraltı suyu seviyesi ve problem geometrisinden oluşan model teşkil edilir. Zemin itkisinin hesaplanacağı düzlem serbest yüzey olarak modellenenektir.
2. Şev stabilitesi analizi için bir yazılım ve analiz yöntemi seçilir. Spencer yöntemi veya Morgenstern Price yöntemi hem kuvvet hem de moment dengelerini sağladığından tercih edilecektir.
3. Kayma yüzeyi tanımlanması için bir tarama geometrisi belirlenir. Bu geometri dairesel, doğrusal, çok doğrusal (multilineer) veya gelişigüzel olarak tanımlanabilir.
4. Desteklenen zemin kütesinin serbest yüzeyine deprem durumu-aktif gerilmelerinin bileşkesini modellemek üzere bir kuvvet tanımlanır (Şekil 5.13' teki Z_{Lj}). Bu kuvvetin etki noktası tabandan duvar yüksekliğinin $(1/3)H$ ila $(2/3)H$ katı yüksekliğinde seçilebilir. Genel olarak $0.5H$ kabul edilmektedir. Kuvvetin yatay ile açısı duvar-zemin sürtünme açısına eşittir. Şekil 5.13'teki serbest yüzeyde bu açı zemin sürtünme açısı değeridir. Pürüzsüz duvarlarda bu açı sıfır alınıp kuvvet yatay etki ettirilmektedir.
5. Etki eden kuvvetin değeri (Z_{Lj}) değiştirilerek minimum güvenlik sayısının 1.0 olduğu kayma yüzeyi tanımlanır ve bu koşula karşıt gelen (Z_{Lj}) değeri deprem durumunda duvara etkiyecek toplam zemin itkisi olarak tanımlanır.



Şekil 5.13. Deprem durumunda zemin itkilerinin genel limit denge analizleri ile hesaplama modeli (NCHRP, 2008)



KAYNAKLAR

- EN-1997-1 (2007). "Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules", The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.
- Kramer, S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, USA.
- NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) (2008), "NCHRP Project 12-70, Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments, Recommended Specifications, Commentaries and Example Problems", NCHRP Report 611, Transportation Research Board, Washington, DC.
- Prakash, S. ve Saran, S. (1966) "Static and Dynamic Earth Pressures behind Retaining Walls", Proc., 3rd Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, Vol. 1, syf. 277-288.
- TBDY (2018). "Türkiye Binalar için Deprem Yönetmeliği: Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar", Türkiye Cumhuriyeti, Ankara.
- Zarrabi-Kashani, K. (1979). "Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquakes Considering Vertical Accelerations and Changing Inclination of Failure Surface", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.