

Ek-1

**DEPREM ETKİSİ ALTINDA KARAYOLU VE DEMİRYOLU TÜNELLERİ
İLE DİĞER ZEMİN YAPILARININ TASARIMI İÇİN ESASLAR**

İÇİNDEKİLER

SİMGELER

BÖLÜM 1 – GENEL HÜKÜMLER

- 1.1. KAPSAM
- 1.2. GENEL İLKELER
- 1.3. ÖZEL KONULARDA TASARIM GÖZETİMİ VE KONTROLÜ
- 1.4 ATIF YAPILAN STANDART VE YÖNETMELİKLER

BÖLÜM 2 – DEPREM YER HAREKETİ

- 2.1. DEPREM TEHLİKESİ VERİLERİ
- 2.2. DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYLERİ
- 2.3. ZEMİN-BAĞIMSIZ DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI
- 2.4. ZEMİN-BAĞIMLI YATAY DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI
- 2.5. YATAY SPEKTRUM UYUMLU HARMONİK YER HAREKETLERİ
- 2.6. ZEMİN-BAĞIMLI DÜŞEY DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI
- 2.7. SAHAYA ÖZEL DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMU
- 2.8. ZAMAN TANIM ALANINDA DEPREM YER HAREKETİ
- 2.9. EŞ-ZAMANSIZ DEPREM YER HAREKETİ
- 2.10. YAPI DAVRANIŞ KAYITÇILARININ YERLEŞTİRİLMESİ

BÖLÜM 3 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA PERFORMANSA GÖRE ANALİZ VE TASARIM ESASLARI

- 3.1. PERFORMANSA GÖRE HESAP VE TASARIMIN TEMEL YÖNTEMLERİ
- 3.2. RİSK SINIFLARI
- 3.3. PERFORMANS HEDEFLERİ
- 3.4. UYGULANACAK ANALİZ/TASARIM YÖNTEMLERİ

BÖLÜM 4 – TÜNEL VE YERALTI YAPILARININ DEPREM DAVRANIŞ ANALİZİ

- 4.1. ŞEKİLDEĞİŞTİRME TİPLERİ
- 4.2. HESAP/TASARIM FELSEFESİ VE YÖNTEMLERİ
- 4.3 TASARIM SÜRECİ

BÖLÜM 5 – YER SARSINTISI İÇİN BOYUNA DOĞRULTUDA ANALİZ VE TASARIM

- 5.1. GENEL KURALLAR
- 5.2 SERBEST SAHA ZEMİN YERDEĞİŞTİRME HESABI
- 5.3. SAYISAL HESAP/TASARIM YÖNTEMLERİ (C-TİPİ HESAP)

BÖLÜM 6 – YER SARSINTISI İÇİN ENİNE DOĞRULTUDA ANALİZ VE TASARIM

- 6.1. SERBEST-SAHA ZEMİN YERDEĞİŞTİRME HESABI
- 6.2. DAİRE KESİTLİ TÜNELLER İÇİN ENİNE HESAP/TASARIM (KAPALI FORM ÇÖZÜM)
- 6.3. DİKDÖRTGEN KESİTLİ TÜNEL/YERALTI YAPISI İÇİN ENİNE ANALİZ VE TASARIMI (YARI-KAPALI FORM ÇÖZÜM)
- 6.4. SAYISAL ANALİZ/TASARIM YÖNTEMLERİ
- 6.5. DÜŞEY ŞAFT YAPILARININ ENİNE ANALİZ/TASARIMI

BÖLÜM 7 – ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN VE DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN DAVRANIŞININ BELİRLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR

BÖLÜM 8 – KALICI ZEMİN HAREKETLERİ İÇİN ANALİZ VE TASARIM

- 8.1. FAY HAREKETLERİ
- 8.2. HEYELAN HAREKETLERİ
- 8.3. SIVILAŞMA VE YANAL YAYILMA HAREKETLERİ

BÖLÜM 9 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA TÜNEL KAPLAMASI VE YERALTI YAPISI TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ TASARIMINA İLİŞKİN ÖZEL KURALLAR

BÖLÜM 10 – DEPREM VE RÖLATİF HAREKET DERZLERİ VE ÖZEL BAĞLANTILARI

10.1. JEOLJİK/GEOTEKNİK ORTAM RİJİTLİK DEĞİŞİMLERİ

10.2 YAPILAR ARASI BAĞLANTILAR

BÖLÜM 11 –MEVCUT TÜNEL VE YERALTI YAPILARININ DEPREM PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ VE GÜÇLENDİRME TASARIMI İÇİN GENEL KURALLAR

11.1. GENEL YAKLAŞIM

11.2. MEVCUT TÜNEL/YERALTI YAPILARINDAN BİLGİ TOPLANMASI VE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ

11.3 MEVCUT TÜNEL/YERALTI YAPILARININ DEPREM GÜÇLENDİRMESİNE İLİŞKİN GENEL YÖNTEMLER

BÖLÜM 12– DEPREM ERKEN UYARI – TRAFİK DURDURMA SİSTEMİ

SİMGELER

A_t = Tünel kaplaması kesit alanı (m^2)

$A_S = d_S$ = Harmonik S-dalgası yerdeğiştirme genliği (en büyük parçacık yerdeğiştirmesi) (m)

a_{max} = Zemin yüzeyindeki en büyük yatay ivme (m/s^2)

a_S = S-dalgası en büyük parçacık ivmesi (m/s^2)

C = Tünel kesiti dış çeper toplam uzunluğu (m)

C_C = Daire kesitli tünel kaplaması Sıkışabilirlik Oranı

C_R = Dikdörtgen kesitli tünel için Sıkışabilirlik oranı

c = Deprem dalgası (jenerik) yayılma hızı (m/s)

c_S = S-dalgası yayılma hızı (m/s)

c'_S = S-dalgası etkin yayılma hızı (m/s)

c_{se} = S-dalgası görünür (tünel eksenine göre) yayılma hızı (m/s)

D = Daire tünel kaplaması çapı veya dikdörtgen kesitli tünel yüksekliği (m)

$DD-1$ = 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi

$DD-2$ = 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi

$DD-2a$ = 100 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 144 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi

$DD-3$ = 50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi

D_i = Daire kesitli tünel kaplaması iç çapı.

D_o = Daire kesitli tünel kaplaması dış çapı.

d_S = S-dalgası enbüyük parçacık yerdeğiştirmesi (m)

E_t = Tünel kaplaması esneklik modülü (N/m^2)

EQ_b = Deprem yer hareketine bağlı boyuna etkiler

EQ_e = Deprem yer hareketine bağlı enine etkiler

E_S = Zemin ortamı esneklik modülü (N/m^2)

EX = Tünel kazısı nedeniyle oluşan statik yük etkileri

$E1$ = Zemin ve su düşey yüklerinden kaynaklanan etkiler

$E2$ = Zemin ve su yatay yüklerinden kaynaklanan etkiler

F_C = Daire kesitli tünel kaplaması için Esneklik Oranı

F_R = Dikdörtgen kesitli tünel için Esneklik Oranı

F_S = Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı

F_1 = 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı

f = Tünel-zemin arayüzünde birim boy başına maksimum sürtünme kuvveti (N/m)

f_D = Uzun periyot zemin büyültme faktörü

G = Yapısal zati (ölü) yük etkileri

G_S = Zemin ortamı kesme modülü (Pa)

G'_S = Zemin ortamının etkin (kesme birim şekildeğiştirme seviyesi ile uyumlu) kesme modülü (Pa)

g = Yerçekimi ivmesi ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

H = Dikdörtgen kesitli yapı yüksekliği (m)

h = Zemin yüzeyinden tünel alt seviyesine ölçülen zemin örtüsü kalınlığı (m)

h_w = Yapı tabanından ölçülen su tablası yüksekliği

I_e = Tünel kaplamasının, birim boy başına, etkin atalet momenti

I_l = Tünel kaplamasının birim boy başına atalet momenti (m^3)

I_1 = Tünel kaplamasının, birim boy başına, atalet momenti ($I_1 = 1 \times t_1^3/12$)

I_g = Monolitik (çatlaksız) kaplama atalet momenti

KH = Kontrollü Hasar Performans Düzeyi

KK = Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi

K_1 = Tünel kaplaması birinci davranış katsayısı (veya ovalleşme katsayısı)

K_2 = Tünel kaplaması ikinci davranış katsayısı

k_a = Boyuna zemin yayı katsayısı

k_l = Yapı kesiti birim boy başına yanal rijitliği (N/m)

k_s = Zemin elemanı birim boy başına kesme rijitliği (N/m)

k_t = Enine (yanal) zemin yayı katsayısı

k_Y = Yapı kesiti birim boy başına yamulma rijitliği (N/m)

L_F = Fay düzlemine olan mesafe [km]

M_l = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan moment (Nm)

$M_{l,max}$ = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan momentin enbüyük değeri (Nm)

$M_{t,max}$ = Enine hesapta kaplama kesitinde, birim boy başına oluşan momentin enbüyük değeri (Nm)

$M_{l,max,zye}$ = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan momentin, zemin yapı etkileşiminin göz önüne alınması durumundaki, enbüyük değeri (Nm)

M_{max} = Tünel kaplaması boyuna kesitinde oluşan birim boy başına enbüyük eğilme momenti (Nm)

$M = M(\theta)$ = Tünel kaplaması boyuna kesitinde oluşan birim boy başına eğilme momenti (Nm)

N_l = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan normal kuvvet (N)

$N_{l,max}$ = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan normal kuvvetin enbüyük değeri (N)

$N_{t,max}$ = Enine hesapta kaplama kesitinde, birim boy başına oluşan normal kuvvetin enbüyük değeri (N)

$N_{l,max,zye}$ = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan normal kuvvetin, zemin yapı etkileşiminin göz önüne alınması durumundaki, enbüyük değeri (N)

Q = Hareketli yük etkileri

R = Dikdörtgen kesitli tünel / yeraltı yapısı Yamulma Katsayısı

RF_1 ve RF_2 = Boyuna hesap için zemin-yapı etkileşimi bağlantılı indirgeme faktörleri

RS-1 = Normal Risk Sınıfı

RS-2 = Yüksek Risk Sınıfı

r = Daire kesitli tünel kaplaması yarıçapı veya dikdörtgen kesitli tünel yarı yüksekliği (m)

r_h = Tünel konumundaki enbüyük yatay ivmenin belirlenmesi için (zemin yüzeyindeki) yatay maksimum ivmeye (a_{max}) ve derinliğe (z) bağlı olarak uygulanacak azaltma faktörü.

SA_{144} = 144 yıllık aşılma olasılığına karşı gelen spektral ivme değerleri

SA_{475} = 475 yıllık aşılma olasılığına karşı gelen spektral ivme değerleri

SA_{72} = 72 yıllık aşılma olasılığına karşı gelen spektral ivme değerleri

S_{D1} = 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı (boyutsuz)

S_{DS} = Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (boyutsuz)

SH = Sınırlı Hasar Performans Düzeyi

S_s = Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı (boyutsuz)

S_1 = 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [(boyutsuz)

S'_1 = 1.0 saniye periyot için zemin-bağımsız spektral ivme katsayısı (boyutsuz)

S'_s = Kısa periyot için zemin-bağımsız spektral ivme katsayısı (boyutsuz)

$T = T(\theta)$ = Tünel kaplaması boyuna kesitinde oluşan birim boy başına normal kuvvet (N)

T_A = Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)

T_a = Spektrum uyumlu harmonik deprem yer ivmesi periyodu (s)

T_{AD} = Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)

T_B = Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)

T_{BD} = Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)

T_d = Spektrum uyumlu harmonik deprem yer yerdeğiştirme periyodu (s)

T_L = Yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu (s)

T_{LD} = Düşey elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu (s)

t_1 = Tünel kaplaması kalınlığı (m)

T_{max} = Tünel kaplaması boyuna kesitinde oluşan birim boy başına enbüyük normal kuvvet (N)

T_P = Yapı hakim doğal titreşim periyodu (s)

T_v = Spektrum uyumlu harmonik deprem yer hızı periyodu (s)

U = Yapısal dayanım kapasitesi

$V = V(\theta)$ = Tünel kaplaması boyuna kesitinde oluşan birim boy başına kesme kuvveti (N)

V_I = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan kesme kuvveti (N)

$V_{I,max}$ = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan kesme kuvvetin enbüyük değeri (N)

$V_{I,max,zye}$ = Tünel enkesit düzlemi üzerinde oluşan normal kuvvetin, zemin yapı etkileşiminin göz önüne alınması durumunda, enbüyük değeri (N)

V_{max} = Tünel kaplaması boyuna kesitinde oluşan birim boy başına enbüyük kesme kuvveti (N)

v_s = S-dalgası enbüyük parçacık hızı (m/s)

v_{S30} = Zemin ortamı üst 30 metresindeki ortalama kayma dalgası yayılma hızı (m/s)

$V_{t,max}$ = Enine hesapta kaplama kesitinde, enkesit birim genişliği başına oluşan kesme kuvvetin enbüyük değeri (N)

W = Dikdörtgen kesitli yeraltı yapısının eni (m)

x = Tünel-yapı birleşim (veya başlangıç) noktasından, tünelin ilgili konumuna ölçülen mesafe (m)

Z = Zemin yüzeyinden tünel/yeraltı yapısına ölçülen derinlik (m)

ΔD = Çapsal görelî yerdeğıştirmesi

$\Delta D/D$ =Çapsal birim şekildeğıştirme

$\Delta D_{boşluk}$ = Boşluklu zemin ortamı çap değışimi

$\Delta D_{serbest-saha}$ = Serbest saha zemin ortamı çap değışimi

Δp_s = ek yanal zemin basıncı

Δp_w = ek dinamik su basıncı

Δx = Tünelin yapıya bağlanan ucunun serbest olması durumunda oluşacak görelî boyuna yerdeğıştirme (m)

Δy = Tünelin yapıya bağlanan ucunun serbest olması durumunda oluşacak görelî yanal yerdeğıştirme (m)

Δs = Dikdörtgen kesitli yapı yamulma yerdeğıştirmesi (m)

$\Delta \varphi$ = Tünelin yapıya bağlanan ucunun serbest olması durumunda oluşacak görelî dönme açısı

δ_F = Faya yakınlık katsayısı

δ_S = S_S için doğrultu dönüştürme katsayısı

δ_T = Topoğrafik büyültme katsayısı

$\delta_I = S_I$ için doğrultu dönüştürme katsayısı

γ = Kesme birim şekildeğıştirmesi

γ_{max} = Enbüyük kesme birim şekildeğıştirmesi

ϵ^a = Tünel enkesitinde boyuna (eksenel) birim şekildeğıştirme

ϵ_{max}^a = Tünel enkesitinde boyuna (eksenel) birim şekildeğıştirmenin enbüyük değeri

ϵ^{ab} = Tünel enkesitinde boyuna toplam (çekme ve eğilme kaynaklı) birim şekildeğıştirme

ϵ^b = Tünel enkesitinde eğilme kaynaklı boyuna (eksenel) birim şekildeğıştirme

ϵ_{max}^b = Tünel enkesitinde eğilme kaynaklı boyuna (eksenel) birim şekildeğıştirmenin enbüyük değeri

ϵ_{max}^{ab} = Tünel enkesitinde Boyuna toplam (çekme ve eğilme kaynaklı) birim şekildeğıştirmenin enbüyük değeri

ϵ_{zye}^{ab} = Zemin-yapı etkileşimim göz önüne alınması durumunda, tünel enkesitinde boyuna toplam (çekme ve eğilme kaynaklı) birim şekildeğıştirme

ϵ_l = Boyuna birim şekildeğıştirme

ϵ_M = Tünel kaplaması boyuna kesitinde eğilme momenti kaynaklı birim şekildeğıştirme

ε_T = Tünel kaplaması boyuna kesitinde normal kuvvet kaynaklı birim şekildeğiştirme

κ = Eğrilik

λ_S = S-dalgası için dalga boyu (m)

μ = Zemin ortamı ve tünel dış yüzeyi arasındaki sürtünme katsayısı

ν_l = Tünel kaplamasının Poisson oranı

ν_s = Zemin ortamın Poisson oranı

ρ = Eğrilik yarıçapı (m)

ρ_s = Zemin toplam birim ağırlığı (N/m³)

ρ_w = su birim ağırlığı

σ_{H+Z} = Yeraltı yapısının zemin kotundaki doğal jeolojik basınç

σ_{max} = Tünel alt seviyesindeki toplam düşey basınç (zemin örtü basıncı + sürşarj basıncı) (Pa)

$\sigma_{sürşarj}$ = Tünel alt seviyesindeki sürşarj kaynaklı düşey basınç (Pa)

ϕ = Tünel eksenine göre s-dalgası yayılma (geliş) açısı

BÖLÜM 1 – GENEL HÜKÜMLER

1.1. KAPSAM

1.1.1 -Tüm tünel tipi uzun yeraltı yapıların ve yeraltında tamamen gömülü olarak bulunan yapıların deprem davranış hesapları ve depreme karşı tasarımları bu şartname kapsamında yapılacaktır.

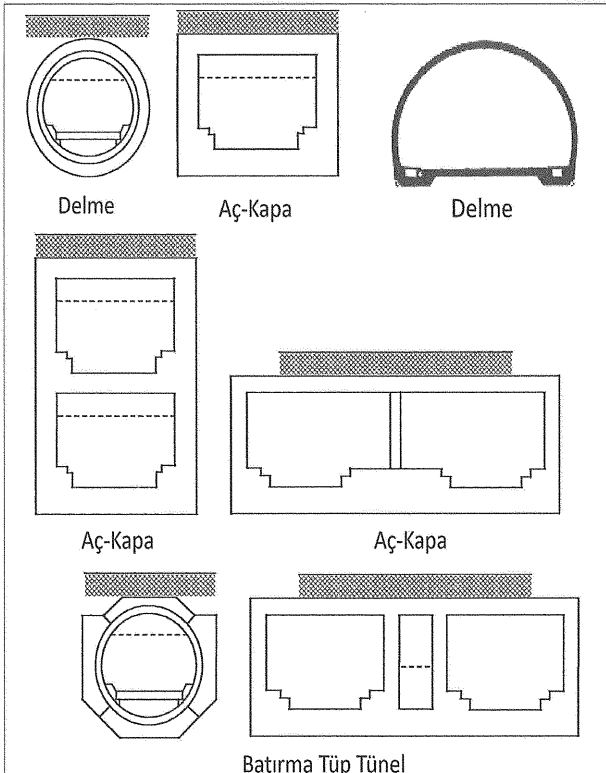
Tünel/Yeraltı yapıları genel olarak iki ana kategoriye ayrılabilir:

- Çok katlı, büyük boyutlu yeraltı yapıları (örneğin metro istasyonları, otoparklar) ve
- Uzun yeraltı yapıları (tüneller).

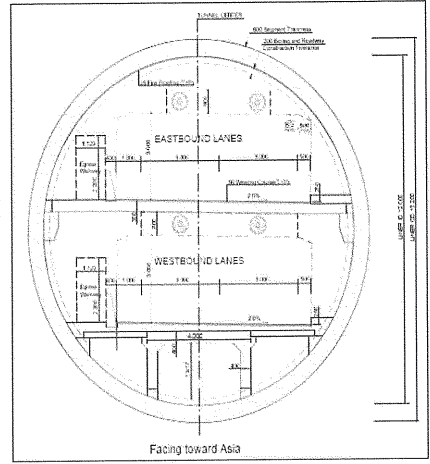
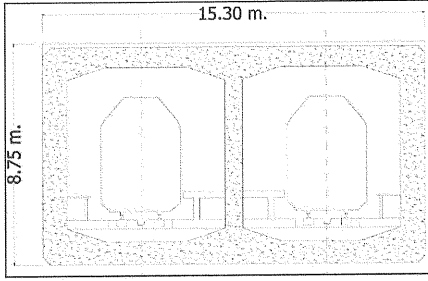
İnşaat metoduna göre tüneller aşağıdaki gibi gruplandırılabilir (Şekil 1a, b ve c)

- Delme tüneller,
- Aç-kapa tüneller ve
- Batırma tüp tüneller.

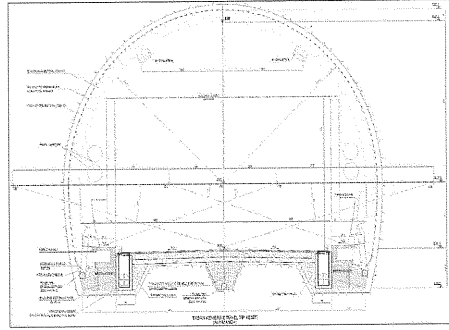
1.1.2 - Özel kaplama teknolojisi ve/veya inşaat tekniği kullanan tüneller için işbu şartname hükümlerine ek olarak özel tasarım kriterleri hazırlanacak ve İdare'nin onayına sunulacaktır.



Şekil 1a. Yeraltı yapılarının tipik en kesitleri



Şekil 1b. Marmaray ve Avrasya tüneli en kesitleri



Şekil 1c. Taban kemersiz tünel tip kesiti (KGM)

1.2. GENEL İLKELER

1.2.1- Karayolu ve demiryolu tünel ve yeraltı yapılarının deprem etkisi altında hesap ve tasarımına yönelik genel esaslar aşağıda özetlenmiştir.

- Yeraltı yapılarına etkiyen yükler; toprak ve su basıncı, zati yükler, sürşarj yükleri, hareketli yükler, deprem yükleri ve araç yükleridir.
- Yeraltı yapılarının deprem etkilerine karşı koyabilecek şekilde projelendirilmeleri ve inşaları için belirli deprem düzeylerine karşı gelen performans hedeflerinin sağlanması gerekmektedir.
- Tünellerin ve yeraltı yapılarının deprem davranışı yer hareketi ivmelerinden kaynaklanan atalet kuvvetlerinden ziyade, zemin-yapı ortamının kinematik davranışı (yerdeğiştirmeleri) tarafından kontrol edilmektedir. Bu açıdan, tünel ve diğer yeraltı yapılarının tasarımında yerdeğiştirme esaslı tasarımlar ön planda olmalıdır.
- Tünel ve diğer yeraltı yapılarının deprem davranışını genelde zemin ortamı ve yapı kesiti yanal rijitliklerinin oranı ve zemin-yapı ara yüzü fiziksel özellikleri tarafından etkilenir ve yeraltı yapıları içinde bulundukları zemin ortamında bir deprem sırasında veya başka nedenle meydana gelen yerdeğiştirmelere uymaya çalışırlar. Özellikle yumuşak zemin ortamlarında yer alan tünellerin deprem davranışlarında yapı-zemin etkileşimi önemli rol oynar ve deprem tasarımlarında göz önüne alınmalıdır.

- Deprem sırasında tünel gibi uzun yeraltı yapıları boyuna yönde çekme, basınç ve eğilmeden kaynaklanan  ekildeğistirmeye maruz kalır. Boyuna yöndeki  ekildeğistirmeler aynı yönde yayılan deprem dalgalarının yayılım etkisinden ve özellikle değişik zemin ortamlarından geçerken meydana gelen asenkron (e -zamansız) etkilerden kaynaklanır.
- Enine yönde ise kesitte, özellikle düşey yönde yayılan S-dalgalarından kaynaklandığı kabul edilen, enkesit  ekildeğistirmeleri (daire kesitte ovalleşme ve dikdörtgen kesitte ise yamulmalar) meydana gelir.
- Yapının zemine göre göreceli olarak daha rijit olduğu durumlarda zemin ortamı ile yapı etkileşiminin etkisi dikkate alınmalıdır. Tünellerin kesişmesi, tünel g zerg hi boyunca zemin ortamındaki ani değişiklik ve tünellerin istasyon binası veya havalandırma bacası gibi rijit yapılarla birleşmesi durumlarında özel değerlendirmelerin yapılması ihtiyacı çıkar.
- Yapısal rijitlikte veya jeoleoji/zemin şartlarındaki ani değişiklikler nedeni ile kaynaklanacak farklı gerilme ve birim  ekildeğistirme ile ilgili sorunların c z mleri için; deprem derzleri ve/veya yeterli dayanım ve s nekiliğe sahip bağlantılar gerekir.
- Fay atımı, sıvılaşma, şev stabilite sorunları veya diğer zemin problemlerinden kaynaklanan zemin yenilmesi etkileri (kalıcı yerdeğistirmeler) gerek tünel g zerg hi ve yeraltı yapısı konumunun seçiminde ve gerekse bu yapıların tasarımı açısından çok önemlidir. Aktif fay hatlarını kesen tünellerde depremde büyük  ekildeğistirme ve süreksizliklerden kaynaklanan hasarlar görülebilir. Tünel g zerg hlarının aktif (veya aktif faylarla mekanik ilişkisi olan) fayları kesmeyecek şekilde seçilmesi esastır.

1.2.2- Bu Yönetmeliğe göre deprem etkisi altında yeni tünel ve yeraltı yapılarının tasarımında ve mevcut olanların değerlendirilmesinde esas alınacak Performans Hedefleri Bölüm 3'te tanımlanmıştır.

1.2.3- Bu Yönetmeliğe göre deprem etkisi altında tasarımı yapılan tünel ve yeraltı yapıları malzeme açısından 10/7/2013 tarihli ve 28703 sayılı Resmî Gazete'de yayımlanan Yapı Malzemeleri Yönetmeliği (305/2011/AB) ve 26/6/2009 tarihli ve 27270 sayılı Resmî Gazete'de yayımlanan Yapı Malzemelerinin Tabi Olacağı Kriterler Hakkında Yönetmelik kurallarına uygun olacaktır.

1.3. ÖZEL KONULARDA TASARIM GÖZETİMİ VE KONTROLÜ

1.3.1 - Bu Yönetmeliğin uygulanmasına ilişkin değerlendirme ve tasarım süreçlerinde, 1.3.3. maddesinde tanımlanan kapsamdaki özel uzmanlık gerektiren, konularda projenin başlangıcından tamamlanmasına kadar tüm tasarım aşamalarında görev yapacak şekilde, ilgili alanda teorik ve mesleki bilgi ve deneyim sahibi mühendislerden kurulu bir heyet vasıtası ile "tasarım gözetimi ve kontrolü" hizmeti alınması esastır.

İşbu heyetin başkanlığı, tüm tasarım aşamalarına hâkim, deprem mühendisliği ve yapı dinamiği konusunda uzman bir inşaat mühendisi tarafından yürütülecektir.

Teşkilatlanma yapısında, 1.3.3. maddesinde tanımlanan konularda uzman ekip/birim bulunduran kamu kurum ve kuruluşları için bu hizmetin alınıp alınmaması kararı kurum ve kuruluş bünyesinde verilecektir.

Teşkilatlanma yapısında, 1.3.3. maddesinde tanımlanan konularda uzman ekip/birim bulundurmeyan kamu kurum ve kuruluşları için bu hizmetin satın alınması zorunludur.

1.3.2 - Bu tür hizmetleri yerine getireceklerin eğitim koşulları, mesleki yeterlilik ve deneyim konuları ve bunların belgelendirilmesi ile hizmetin yürütülmesine ilişkin usul ve esaslar ile uygulamanın başlangıç tarihi T.C. Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı tarafından belirlenir.

1.3.3 - Bu Yönetmeliğin uygulanmasında aşağıda belirtilen konular "tasarım gözetimi ve kontrolü" hizmetine tabidir:

- (a) Madde 2.5 kapsamında belirtilmiş “Sahaya Özel Deprem Tehlikesi Hesapları”
- (b) Madde 2.6 kapsamında belirlenmiş “Zaman Tanım Alanında Deprem Yer Hareketlerinin Tanımlanması”
- (c) Madde 2.7 kapsamında belirlenmiş “Eş-zamansız Deprem Yer Hareketlerinin Tanımlanması”
- (d) Madde 2.4.3 kapsamında belirtilmiş “Sahaya Özel Zemin Deprem Davranışı Hesapları”
- (e) Madde 3.4.2.3 kapsamında belirtilmiş “C-Tipi Hesaplar”

1.4 ATIF YAPILAN STANDART VE YÖNETMELİKLER

Bu Yönetmelik kapsamında gerekli bölüm ve maddelerde 2018 tarihli Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine atıflar yapılmıştır.

BÖLÜM 2 – DEPREM YER HAREKETİ

2.1. DEPREM TEHLİKESİ VERİLERİ

2.1.1- Deprem tehlikesi yönetmelikte tanımlanan deprem yer hareketi düzeylerine tekabül eden gerek frekans ve gerekse zaman tanım alanında nicelendirilmiş, 3 boyutlu deprem yer hareketleri ile tanımlanacaktır. Tüneller gibi uzun yapılar için, tünel boyunca farklı zemin hareketleri meydana gelebilir. Bu nedenle, tünelin boyuna deprem hesaplarında deprem yer hareketinin mekânsal değişimi göz önüne alınmalıdır. Tasarım esaslı deprem yer hareketlerinin belirlenmesinde yerel zemin koşulları ve yakın-fay etkisi dikkate alınmalıdır.

2.1.2 – Bölüm 2.2’de tanımlanan yer hareketi düzeyi için deprem verileri, 22/1/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile 18/3/2018 tarihli ve 30364 Mükerrer Sayılı Resmî Gazetede yayımlanan ve 01/1/2019 tarihinden itibaren yürürlüğe konulan Türkiye Deprem Tehlike Haritası ve Parametre Değerleri ile tanımlanmıştır.

2.2. DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYLERİ

Bu Yönetmelik kapsamında yapılacak deprem hesapları ve tasarımlar için aşağıda belirtilen üç farklı deprem yer hareketi düzeyi tanımlanmıştır. Tünel ve diğer yeraltı yapılarının inşaatı sürecinde: TBDY (2018) Madde 2.2.4. kapsamında tanımlanmış Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4) kullanılacaktır.

2.2.1- Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1)

DD-1 Deprem Yer Hareketi, tünel/yeraltı yapısının ekonomik ömrü olan 100 yıl içinde aşılma olasılığının %4 ve buna karşı gelen ortalama yinelenme periyodunun 2475 yıl olduğu olasılıksal deprem yer hareketi düzeyini tanımlamaktadır. Bu deprem yer hareketi, en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılacaktır.

2.2.2- Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2)

DD-2 Deprem Yer Hareketi, tünel/yeraltı yapısının ekonomik ömrü olan 100 yıl içinde aşılma olasılığının %20 ve buna karşı gelen ortalama yinelenme periyodunun 475 yıl olduğu olasılıksal deprem yer hareketi düzeyini tanımlamaktadır. Bu deprem yer hareketi, tasarım deprem yer hareketi olarak da adlandırılacaktır.

2.2.3- Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2a (DD-2a)

DD-2a Deprem Yer Hareketi, tünel/yeraltı yapısının ekonomik ömrü olan 100 yıl içinde aşılma olasılığının %50 ve buna karşı gelen ortalama yinelenme periyodunun 144 yıl olduğu olasılıksal deprem yer hareketi düzeyini tanımlamaktadır.

2.2.4- DD-2a ile ilgili haritalar hazırlanana kadar, yineleme periyodu ve spektral ivmelerin verilen bir konum için log-log dağılım gösterdiği kabulü ile DD-2a deprem yer hareketi spektral ivmelerinin tesbiti için aşağıdaki denklem kullanılabilir.

$$\log(SA_{144}) = 0.37(\log(SA_{475})) + 0.63(\log(SA_{72})) \quad (2.1)$$

Bu denklemde SA_{144} , SA_{475} ve SA_{72} terimleri, sırası ile 144, 475 ve 72 yıllık aşılma olasılıklarına karşı gelen referans zemin $[(V_s)_{30}=760\text{m/s}]$ serbest saha mostrasındaki %5 sönümlü spektral ivme değerlerini göstermektedir. SA_{475} ve SA_{72} değerleri, sırası ile DD-2 ve DD-3 deprem yer hareketi düzeylerine karşı gelen S_s ve S_1 için Türkiye Deprem Tehlike Haritaları vasıtası ile belirlenecektir.

2.3. ZEMİN-BAĞIMSIZ DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI

2.3.1-Tanım

Yatay Deprem Yer Hareketi Spektrumları, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde (TBDY, 2018) verilen standart spektrum şekilleri veya Madde 2.5'e göre sahaya özel deprem tehlikesi hesapları ile özel olarak tanımlanacaktır.

2.3.2 - Zemin-Bağımsız İvme Spektrumları

Zemin-bağımsız yatay ivme spektrumlarının Madde 2.2'de tanımlanmış üç farklı deprem yer hareketi düzeyi için belirlenmesinde, yer çekimi ivmesi (g) cinsinden, boyutsuz olarak tanımlanmış aşağıdaki *spektral ivme katsayıları* kullanılacaktır.

(a) Kısa periyod bölgesi için *haritalanmış spektral ivme katsayısı* S_s

(b) 1.0 saniye periyod için *haritalanmış spektral ivme katsayısı* S_1

Birbirine dik iki yatay doğrultudaki deprem etkilerinin geometrik ortalamasına karşı gelen *haritalanmış spektral ivme katsayıları*, belirli bir deprem düzeyi için referans zemin koşulu $[(V_s)_{30}=760\text{m/s}]$ esas alınarak %5 sönüm oranı için *Deprem Tehlike Haritaları*'nda yer alan *haritalanmış spektral ivmeler*'in yerçekimi ivmesine bölünmesi ile *boyutsuz katsayılar* olarak tanımlanmıştır.

Yukarıda tanımlanan *haritalanmış spektral ivme katsayıları* S_s ve S_1 , Denklem 2.2 ve 2.3 kullanılarak, *zemin-bağımsız spektral ivme katsayıları* S'_s ve S'_1 'e dönüştürülecektir

$$S'_s = S_s \delta_s \delta_T \quad (2.2)$$

$$S'_1 = S_1 \delta_1 \delta_F \delta_T \quad (2.3)$$

Burada δ_s ve δ_1 **2.3.3'**de tanımlanan *doğrultu dönüştürme katsayıları*'nı, δ_F **2.3.4'**de tanımlanan *faya yakınlık katsayısı*'nı ve δ_T ise **2.3.5'**de tanımlanan *topoğrafik büyültme katsayısı*'nı göstermektedir.

Zemin-bağımsız yatay ve düşey elastik tasarım spektrumlarının elde edilmesi için (TBDY,2018, Bölüm 2.3.4. Yatay Elastik Tasarım Spektrumu ve Bölüm 2.3.5. Düşey Elastik Tasarım Spektrumu) kapsamında sunulu kural, denklem ve şekiller, $S_{Ds} = S'_s$ ve $S_{D1} = S'_1$ alınarak kullanılacaktır.

2.3.3. Doğrultu Dönüştürme Katsayıları

2.3.2'de tanımlanan ve birbirine dik iki yatay doğrultudaki deprem etkilerinin geometrik ortalamasına karşı gelen S_s ve S_1 *haritalanmış spektral ivme katsayılarını* maksimum deprem etkisine karşı gelen doğrultudaki spektral ivmelere dönüştüren *doğrultu dönüştürme katsayıları* δ_s ve δ_1 Denklem (2.4) ile tanımlanmıştır:

$$\delta_s = 1.2 ; \quad \delta_1 = 1.3 \quad (2.4)$$

2.3.4. Faya Yakınlık Katsayısı

Sadece spektral ivme katsayısına (S_1) uygulanmak üzere, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü-Türkiye Diri Fay Haritası'nda gösterilmiş veya sahaya özel deprem tehlikesi hesabı sonucu belirlenmiş aktif fayların düzlemlerine 25 km ve daha az mesafedeki konumlar için *faya yakınlık katsayısı* δ_F Denklem 2.5 ile tanımlanmıştır:

$$\begin{aligned}\delta_F &= 1.2 & L_F &\leq 15 \text{ km} \\ \delta_F &= 1.2 - 0.02 (L_F - 15) & 15 \text{ km} < L_F &\leq 25 \text{ km}\end{aligned}\quad (2.5)$$

Burada L_F fay düzlemine olan dik mesafeyi [km] göstermektedir.

2.3.5. Topoğrafik Büyültme Katsayısı

Eğimli bir arazide yer alan yeraltı yapıları ve föniküler gibi topoğrafik eğimi takip eden tüneller için kullanılacak *topoğrafik büyültme katsayısı*, δ_T , Denlem 2.6 ile tanımlanmıştır.

$$\begin{aligned}\text{Topoğrafik eğim açısı } 15^\circ\text{'nin altında veya rölief yüksekliği } 30\text{m'nin altında: } & \delta_T = 1.0 \\ \text{Topoğrafik eğim açısı } 15^\circ \text{ ile } 30^\circ \text{ arasında, tepe konumları: } & \delta_T = 1.2 \\ \text{Topoğrafik eğim açısı } 30^\circ\text{'den büyük, tepe konumları: } & \delta_T = 1.4\end{aligned}\quad (2.6)$$

2.4. ZEMİN-BAĞIMLI YATAY DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI

2.4.1 Tanım

Zemin-Bağımlı Deprem Yer Hareketi: tünel/yeraltı yapısının konum ve derinliğindeki tasarım esaslı deprem yer hareketini tanımlar.

2.4.2 – Zemin-Bağımlı İvme Spektrumları (A-Tipi Hesaplar)

Bölüm 3 kapsamında gösterilmiş, A-Tipi hesaplara dayalı tasarım yönteminde kullanılmak üzere *zemin-bağımlı tasarım spektral ivme katsayıları* S_{DS} ve S_{D1} aşağıdaki şekilde elde edilecektir.

$$S_{DS} = S'_s F_s \quad (2.7)$$

$$S_{D1} = S'_1 F_1 \quad (2.8)$$

Burada F_s ve F_1 (TBDY,2018, Bölüm 2.3.3. Yerel Zemin Etki Katsayıları) kapsamında tanımlanan *yerel zemin etki katsayıları*'nı göstermektedir.

Zemin-bağımlı yatay elastik tasarım spektrumlarının elde edilmesi için: TBDY,2018, Bölüm 2.3.4. Yatay Elastik Tasarım Spektrumu kapsamında sunulu kurallar kullanılacaktır.

2.4.3 – Zemin-Bağımlı İvme Spektrumları (B-Tipi ve C-Tipi Hesaplar)

Bölüm 3 kapsamında gösterilmiş, B-Tipi ve C-Tipi hesaplara dayalı hesap/tasarım yönteminde kullanılmak üzere (TBDY, 2018, Madde 16.5. Deprem Etkisi Altında Sahaya Özel Zemin Davranış Hesapları) kapsamında açıklandığı şekilde, sahaya özel zemin davranış hesapları yapılacaktır. Bu hesaplar için mühendislik taban kayası deprem hareketi olarak Madde 2.3.2 kapsamında elde edilmiş Zemin-bağımsız deprem yer hareketi yatay elastik spektrumundan Madde 2.7 hükümlerine göre elde edilmiş zaman tanım alanı deprem yer hareketleri kullanılacaktır.

2.5. YATAY SPEKTRUM UYUMLU HARMONİK YER HAREKETLERİ

Tünellerin boyuna hesap/tasarımı için S-dalga tiplerini içeren harmonik nitelikli deprem yer hareketlerinin belirlenmesine gerek vardır.

2.5.1- Yatay spektrum uyumlu harmonik yer hareketleri: genlik (en büyük parçacık ivmesi, hızı ve yerdeğiştirmesi) ve periyot değerleri ile tanımlanacaktır.

İşbu parametreler, daha ayrıntılı özel bir çalışma yapılmadığı takdirde, aşağıdaki ifadelerde gösterildiği şekilde, Madde 2.3.2 ve 2.4.2 kapsamında tanımlanmış deprem yer hareketi ivme spektrumu parametrelerine (S'_1 , S_{DS} ve S_{D1}) dayalı olarak belirlenecektir.

$$\text{En Büyük Parçacık İvmesi (m/s}^2\text{): } a_s = 0.4 g S_{DS} \quad (2.9)$$

$$\text{Periyot: } T_a = 0.15s \quad (2.10)$$

$$\text{En Büyük Parçacık Hızı (m/s): } v_s = 0.75 (S_{DS} S_{D1})^{0.55} \quad (2.11)$$

$$\text{Periyot: } T_v = 0.6s \quad (2.12)$$

$$\text{En Büyük Parçacık Yerdeğiştirmesi (m): } d_s = 0.25 f_D \cdot S'_1 \cdot \left(\frac{v_{s30}}{760}\right)^{-0.4} \quad (2.13)$$

$$\text{Periyot: } T_d = 2\pi (d_s/v_s) \quad (2.14)$$

Burada f_D uzun periyot zemin büyültme faktörü olmaktadır.

f_D değeri $S'_1 < 0.1$ için $f_D = 2$ ve $S'_1 \geq 0.1$ için $f_D = 1 + 10S'_1$ alınacaktır.

2.6. ZEMİN-BAĞIMLI DÜŞEY DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI

Gözönüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için düşey elastik tasarım ivme spektrumu'nun ordinatları olan düşey elastik tasarım spektral ivmeleri $S_{aeD}(T)$, doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi $[g]$ cinsinden aşağıda verilen ifadeler ile hesaplanır.

$$S_{aeD}(T) = 0.6SA_{VS} \frac{T}{0.05} + 0.4SA_{VS} \quad (T < 0.05s)$$

$$S_{aeD}(T) = SA_{VS} \quad (0.05s \leq T \leq T_{SV}) \quad (2.15)$$

$$S_{aeD}(T) = SA_{VS} \left(\frac{T_{SV}}{T}\right)^n \quad (T > T_{SV})$$

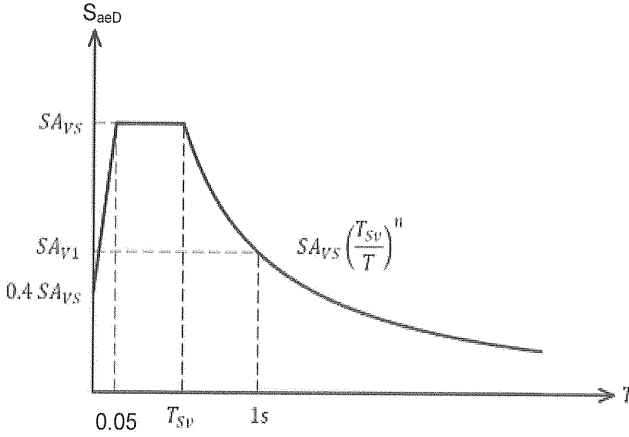
Denklem (2.15) kullanılarak hesaplanan düşey ivme tasarım spektrumu şekil 2.1'de temsili olarak gösterilmektedir. Denklem (2.15)'te SA_{VS} kısa periyot düşey spektrum değerini temsil eder. T_{SV} ve düşey spektral ivmenin periyota bağlı azalımını kontrol eden üssel n katsayısı Denklem (2.16)'da verilen ifadelerle hesaplanır.

$$T_{SV} = maks\{0.13, (0.7 - 0.67C_L)\}; \quad n = \frac{\ln(1 - C_L)}{\ln(T_{SV})}; \quad C_L = 1 - \frac{SA_{V1}}{SA_{VS}} \quad (2.16)$$

Denklem (2.16)'da hesaplarda kullanılan SA_{V1} , $T = 1.0$ s'deki düşey ivme spektrumu ordinatıdır ve SA_{VS} ile beraber zemin etkilerinden bağımsız yatay spektral ivme değerleri S'_s ve S'_1 kullanılarak Denklem (2.17)'de verilen ifadelerle hesaplanır. Yukarıdaki denklemlerde $\ln$ ifadesi doğal logaritmayı temsil eder.

$$SA_{VS} = a_{VS} (S'_s)^{b_{VS}}; \quad a_{VS} = 5.07((V_s)_{30})^{-0.306}; \quad b_{VS} = 1.03 + 0.066 \left(\frac{\min\{(V_s)_{30}, 760\}}{1000}\right) \quad (2.17)$$

$$SA_{V1} = a_{V1} (S'_1)^{b_{V1}} \quad a_{V1} = 9.90((V_s)_{30})^{-0.467}; \quad b_{V1} = 0.91$$



Şekil 2.1. Temsili düzey ivme tasarım spektrumu

2.7. SAHAYA ÖZEL DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMU

2.7.1 – Normal Risk Sınıfı (RS-1) tünel/yeraltı yapıları için proje mühendisinin ve idarenin tercihinine bağlı, ancak, Yüksek Risk Sınıfı (RS-2) tünel/yeraltı yapıları için zorunlu olarak, sahaya özel olasılıksal deprem tehlikesi hesapları ile sahaya özel deprem yer hareketi spektrumları tanımlanacaktır.

2.7.2 – Sahaya özel deprem yer hareketi spektrumlarının ordinatları, hiçbir zaman 2.4.2, 2.4.3 veya 2.6 ile tanımlanan zemin-bağımlı spektrum ordinatlarının %90'ından daha küçük olmayacaktır.

2.8. ZAMAN TANIM ALANINDA DEPREM YER HAREKETİ

2.8.1- Tanım

Bu yönetmeliğe göre tünel veya yeraltı yapılarının zaman tanım alanında bir, iki veya üç boyutlu deprem hesabı için gerekli deprem yer hareketlerinin tanımlanması için kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi ve spektrum uyumlu ivme verilerine dönüştürülmesi için uygulanması gerekli kurallar tanımlanmıştır.

2.8.2 – Deprem Kayıtlarının Seçimi

2.8.2.1 – Zaman tanım alanında deprem hesabında kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi, performansa esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları, kaynak mekanizmaları ve yerel zemin koşulları dikkate alınarak yapılacaktır. Tünel yapısının yakın fay etkisine maruz kalma durumu deprem kayıtları seçiminde dikkate alınmalıdır. Tünelin bulunduğu bölgede performans hedefine esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu geçmiş deprem kayıtlarının mevcut olması durumunda öncelikle bu kayıtlar kullanılacaktır. Sahaya özel deprem tehlikesi hesabının yapılması durumunda performansa esas deprem yer hareketi düzeyine en fazla katkıda bulunan depremlere ait büyüklük, fay uzaklığı yakın fay etkisi bilgilerinin belirlenmesi için deprem tehlikesi ayrıştırma işleminden yararlanılmalıdır.

2.8.2.2 – Yeterli sayı veya nitelikte deprem ivme kaydı seçiminin yapılamadığı durumlarda, zaman tanım alanında benzeştirilmiş yer hareketi kayıtları kullanılabilir. Bu tür kayıtların kullanılması durumunda, yapının bulunduğu sahanın deprem kaynağı, dalga yayılım ve yerel

zemin özellikleri göz önüne alınacaktır. Benzeştirme için kullanılacak model parametrelerinin, söz konusu bölgede meydana gelmiş depremlerde kaydedilmiş gerçek deprem kayıtları ile uyumlu olduğu gösterilecektir.

2.8.2.3 – Deprem kaydı takımları'nın sayısı en az yedi olacaktır. Aynı depremden seçilecek kayıt takımı sayısı ikiye geçmeyecektir. Yakın fay etkisinin sahada etkili olması durumunda seçilen deprem kaydı takımlarından en az 3 tanesi yakın fay *yönelim* etkisine sahip olmalıdır. Seçilen deprem kayıtları mutlaka bir kayıt işleme (süzgeçleme) yöntemine tabii tutulmuş olmalıdır. Bu süzgeçleme yöntemi sonucu zaman tanım alanı hesaplarında işlenmiş kaydın kullanılabilir frekans aralığı dikkate alınmalıdır.

2.8.3 - Deprem Kayıtlarının Ölçeklendirilmesi

2.8.3.1 - Bu yönetmelik kapsamında tasarıma esas yer hareketi parametreleri en büyük yön doğrultusunda tanımlanmıştır. Kayıt takımlarının ölçeklendirilmesi en büyük yön doğrultusunu dikkate almalıdır.

2.8.3.2 - Bu uygulama için $T_P = 1s$ kabul edilecek ve TBDY (2018), Bölüm 2.5.2 (b) maddesi aşağıdaki şekilde değiştirilerek kullanılacaktır.

“Üç boyutlu hesap için seçilen her bir deprem kaydı takımının iki yatay bileşenine ait spektrumların kareleri toplamının karekökü alınarak bileşke yatay spektrum elde edilecektir. Seçilen tüm kayıtlara ait bileşke spektrumların ortalamasının $0.2T_P$ ve $2T_P$ periyotları arasındaki genliklerinin, 2.3 veya 2.4'e göre tanımlanan spektrumların aynı periyot aralığındaki genliklerine oranının 1.0'den daha küçük olmaması kuralına göre deprem yer hareketi bileşenlerinin genlikleri ölçeklendirilecektir. Her iki yatay ve düşey bileşenin ölçeklendirilmesi aynı ölçek katsayıları ile yapılacaktır.”

2.8.3.3 – Sahaya özel deprem tehlikesi hesabının yapılması durumunda ölçeklendirmeler en büyük doğrultu yönünde hedef performans deprem seviyelerini temsil eden sahaya özel elastik ivme spektrumlarını veya bu spektrumlar kullanılarak elde edilen koşullandırılmış ortalama spektrumları dikkate alınarak yapılabilir.

2.9. EŞ-ZAMANSIZ DEPREM YER HAREKETİ

2.9.1- Bölüm-3 kapsamında gösterilmiş, C-Tipi hesap yöntemlerinde, tünellerin boyuna hesap/tasarımları için, eş-zamansız (senkronize olmayan) deprem yer hareketi kullanılacaktır. Bu amaçla, gerçek veya görünür dalga yayılma hızına bağlı “varış zamanı gecikmeleri” ve farklı zemin ortamlarında yer alacak deprem yer hareketi modifikasyonları göz önüne alınacaktır.

2.10. YAPI DAVRANIŞ KAYITÇILARININ YERLEŞTİRİLMESİ

2.10.1- İdare tarafından uygun görülmesi durumunda, tünel ve yeraltı yapılarının deprem davranışlarının ölçülmesi amacı ile ivme, göreceli yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme (eğim) kayıtçıları yerleştirilecek, ilgili yapının işletmecileri işbu cihazların bakımından sorumlu olacaktır.

BÖLÜM 3 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA PERFORMANSA GÖRE ANALİZ VE TASARIM ESASLARI

3.1. PERFORMANSA GÖRE HESAP VE TASARIMIN TEMEL YÖNTEMLERİ

3.1.1- Tünel/yeraltı yapılarının deprem hesap/tasarımı için kullanılan temel yöntemler, deprem yüklemesinin tanımlanma ve modellenme şekline göre, üç genel kategoride sınıflandırılabilir:

- Dayanım (kuvvet) esaslı yöntemler
- Şekildeğiştirmeye dayalı yöntemler
- Yapının ve zeminin birlikte modellendiği sayısal yöntemler (sonlu elemanlar, sonlu farklar, vb.)

Bu yöntemler, zemin-yapı etkileşimini içerip içermedikleri açısından da ayrıca sınıflandırılabilir. Zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınmadığı yöntemler için yapının zemin ortamının serbest saha şekildeğiştirmelerine uyacağı kabul edilir. Zemin-yapı etkileşimini içeren yöntemlerde ise yapıya uygulanan deprem etkileri (şekildeğiştirmeler veya eşdeğer kuvvetler açısından) yapının zemin ortamı içinde olduğu hesaba katılarak belirlenir.

3.1.2- Madde 2.4 kapsamında tanımlanmış düzeylerdeki deprem yer hareketleri altında tünel/yeraltı yapısı taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar sayısal olarak belirlenecek ve bu hasarın kabul edilebilir hasar sınırlarının altında kalıp kalmadığı kontrol edilecektir. Kabul edilebilir hasar sınırları, çeşitli deprem düzeyleri için öngörölmüş performans hedefleri ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır.

3.2. RİSK SINIFLARI

3.2.1- Tünel/yeraltı yapısının Risk Sınıfı, idare tarafından, deprem sonrası oluşabilecek ulaşım kesintisi kaynaklı insani, stratejik, sosyal ve mali risk boyutları göz önüne alınarak belirlenecektir.

3.2.2- İki adet risk sınıfı tanımlanmıştır:

RS-1 – Normal Riskli Tünel/Yeraltı Yapıları (Tüm metro sistemleri, Karayolu ve Demiryolu Tüelleri)

RS-2 – Yüksek Riskli Tünel/Yeraltı Yapıları (İdare tarafından belirlenecek, istisnai önem ve stratejik özelliğe sahip olan yapılar)

3.3. PERFORMANS HEDEFLERİ

Deprem etkisi altında tünel/yeraltı yapısı taşıyıcı sistemleri için Performans Hedefleri 3.3.1, 3.3.2, 3.3.3'te tanımlanmıştır.

3.3.1- Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Hedefi

Tünel/Yeraltı Yapısı doğrusal-elastik olarak davranacak ve yapısal unsurlarında sadece ihmal edilebilir düzeyde minimum hasar oluşacaktır. Tünel/Yeraltı Yapısı deprem sonrası incelendikten sonra hizmete devam edebilecektir.

3.3.2- Sınırlı Hasar (SH) Performans Hedefi

Tünel/Yeraltı Yapılarının ana yapısal unsurlarında sınırlı düzeyde hasar meydana gelecek ve doğrusal olmayan davranış sınırlı kalacaktır. Onarımın yapılmasını takiben, Tünel/Yeraltı Yapısı çok kısa sürede hizmete alınacaktır.

3.3.3- Kontrollü Hasar (KH) Performans Hedefi

Tünel/Yeraltı Yapılarının ana yapısal unsurlarında, can emniyetini sağlayacak ve su basması meydana gelmeyecek düzeyde ağır olmayan ve onarılması mümkün olan kontrollü hasar oluşabilecektir. Hasarların onarımın yapılmasını takiben, Tünel/Yeraltı Yapısı tekrar hizmete alınabilecektir.

3.4. UYGULANACAK ANALİZ/TASARIM YÖNTEMLERİ

3.4.1- Değişik deprem yer hareketi düzeyleri ve Risk Sınıflarına karşı gelen Performans Hedefleri ve kullanılacak Hesap/Tasarım Yöntemleri Tablo 3.1'de gösterilmiştir. Bu tabloda gösterilen ve değişik Deprem Yer Hareketi Düzeyleri ve Risk Sınıflarına uygun olarak kullanılacak "A", "B" ve "C" tipi hesap/tasarım yöntemleri Madde 3.4.2 kapsamında belirlenmiştir.

Tablo 3.1 Performans Hedefleri ve Uygulanacak Hesap/Tasarım Yöntemleri

Deprem Hareketi Düzeyi	Yer	Normal Risk Sınıfı (RS-1)		Yüksek Risk Sınıfı (RS-2)	
		Performans Hedefi	Hesap/Tasarım Yöntemi	Performans Hedefi	Hesap/Tasarım Yöntemi
DD-2a (144 yıl)		Kesintisiz Kullanım	A-Tipi	-	-
DD-2 (475 yıl)		-	-	Kesintisiz Kullanım	B-Tipi
DD-1 (2475 yıl)		Kontrollü Hasar	B-Tipi	Sınırlı Hasar	C-Tipi

3.4.2 - Uygulanacak Hesap/Tasarım Yöntemleri

3.4.2.1- A-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri:

Enine Doğrultuda (Tüneller ve diğer yeraltı yapıları):

Daire kesitli tünellerde ovalleşme ve dikdörtgen kesitli tünel ve diğer aç-kapa yeraltı yapılarında yamulma hesabı için, serbest-saha zemin yerdeğiştirmesine dayalı, zemin-yapı etkileşimini göz önüne almayan, basitleştirilmiş kapalı form çözümler.

Boyuna Doğrultuda (Tüneller):

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için basitleştirilmiş çözümler. Boyuna doğrultuda kuvvetler, moment ve yerdeğiştirme için, zemin-yapı etkileşimini göz önüne almayan, kapalı form denklemlere dayalı yöntemler.

3.4.2.2- B-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri:

Enine Doğrultuda (Tüneller ve diğer yeraltı yapıları):

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için, özel zemin davranış hesapları (Madde 2.4 ve TBDY,2018, Madde 16.5). Daire kesitli tünellerde ovalleşme hesabı için, zemin-yapı etkileşimini göz önüne alan analitik kapalı form çözümler. Dikdörtgen kesitli tünel ve diğer yeraltı yapılarında yamulma hesabı için: Sıkışabilirlik Oranı, Esneklik Oranı ve Yamulma Katsayısına bağılı çözümler.

Boyuna Doğrultuda (Tüneller):

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için basitleştirilmiş çözümler. Boyuna doğrultuda kuvvetler, moment ve yerdeğiştirme için, zemin-yapı etkileşimini göz önüne alan, kapalı form denklemlere dayalı yöntemler

3.4.2.3- C-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri:

B-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri'ne ilave olarak:

Enine Doğrultuda (Tüneller ve diğer yeraltı yapıları):

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için özel zemin davranış hesapları (Madde 2.4 ve TBDY, 2018, Madde 16.5). Zemin ortamı serbest saha yerdeğiştirme hesabı sonlu eleman/fark modeline dayalı yöntemler. Winkler modeline dayalı eşdeğer-statik ve eşdeğer-dinamik yöntemler. Sayısal eşdeğer-sonlu eleman ve farklar modellenmesine dayalı yöntemler.

Boyuna Doğrultuda (Tüneller):

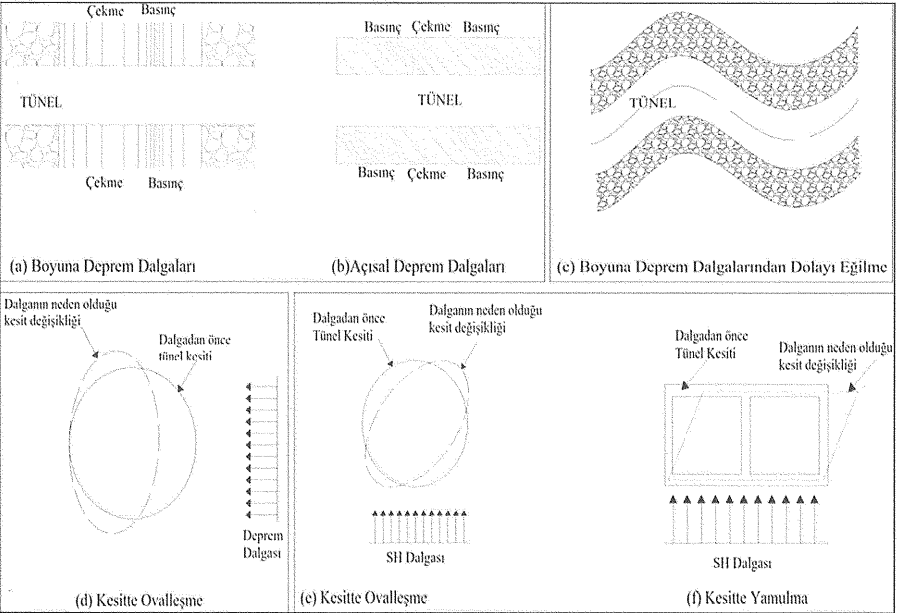
Winkler modeline dayalı eşdeğer-statik ve eşdeğer-dinamik yöntemler. Sayısal eşdeğer-sonlu eleman ve farklar modellemesine dayalı yöntemler.

BÖLÜM 4 – TÜNEL VE YERALTI YAPILARININ DEPREM DAVRANIŞ ANALİZİ

4.1. ŞEKİLDEĞİŞTİRME TİPLERİ

4.1.1- Kuvvetli bir deprem hareketi sırasında, tünel/yeraltı yapıları, yer hareketi (sarsıntı) ve kalıcı şekildeğiştirmeler (yanal yayılma, heyelan ve fay atımı) nedeniyle etkilenir. Tünellerin yer hareketi sarsıntısına karşı gösterdiği davranış aşağıdaki temel şekildeğiştirme türleri altında incelenecektir (Şekil 4.1).

- Boyuna eksenel şekildeğiştirmeler
- Boyuna eğilme şekildeğiştirmeleri
- Enine kesit ovalleşmesi (daire kesitli tüneller için) ve
- Enine kesit yamulması (aç-kapa tünelleri gibi dikdörtgen kesitli tüneller ve yeraltı yapıları için)



Şekil 4.1. Tünel/Yeraltı yapıları deprem şekildeğiştirme tipleri

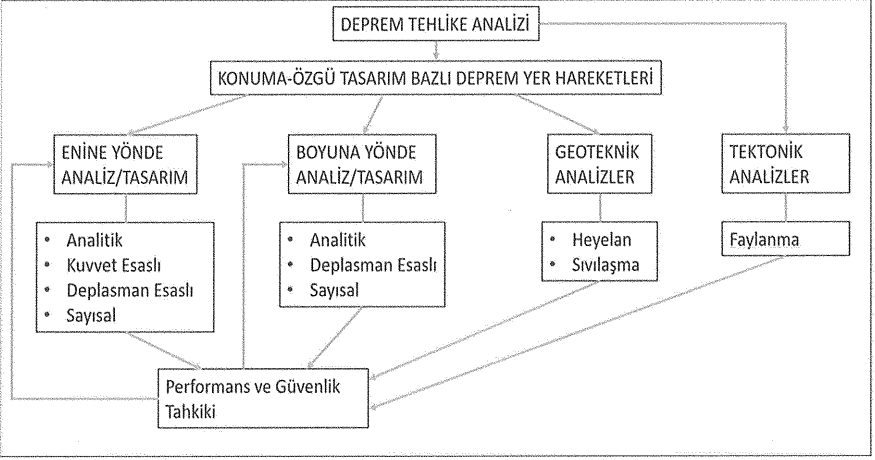
4.2. HESAP/TASARIM FELSEFESİ VE YÖNTEMLERİ

4.2.1- Mühendislik uygulamalarında, statik ve deprem davranışlarının ayrı ayrı değerlendirilmesi ve toplam davranış ve etkilerin bulunması için uygun bir şekilde birleştirilmesi genel bir uygulamadır. Tünel/Yeraltı yapılarının deprem hesabı ve tasarımı aşağıdaki temel adımlardan oluşacaktır (Şekil 4.2):

- Deprem tehlikesi belirlemesi ve tasarım depremi seçimi,
- Zemin ortamı dinamik deprem davranışının ve diğer ilgili olayların (fay yırtılması, sıvılaşma, heyelan gibi) değerlendirilmesi,
- Tünel/Yeraltı yapısının deprem davranışının değerlendirilmesi,

•Statik ve dinamik (deprem) etkilerin uygun bir şekilde birleştirilmesi.

Madde 3.4.2 kapsamında hesap ve tasarım için uygulanacak yöntemler Deprem Yer Hareketi Düzeyleri ve Risk Sınıflarına bağlı olarak (A-Tipi, B-Tipi ve C-Tipi) belirlenmiştir.



Şekil 4.2. Tünel/Yeraltı yapılarının deprem tasarım süreci

4.2.2- Tünel ve diğer yeraltı yapılarının deprem hesap ve tasarımı, genellikle, boyuna ve enine hesap olarak ayrı ayrı yapılır. Bu hesaplarda basitleştirilmiş kapalı denklemler, geleneksel yapısal hesap ve sayısal hesap yaklaşımları, deprem risk sınıfı ve yer hareketi düzeyine bağlı olarak, kullanılabilir. Bu hesaplar kapsamında zemin-yapı etkileşiminin ihmal edilmesi veya göz önüne alınması mümkündür. Yapı zemin etkileşiminin ihmal edilmesi, boyuna hesap ve tasarımlarda konservatif sonuçlara yol açar. Enine hesap ve tasarımlarda ise, yapı ve zeminin göreceli rijitliğine bağlı olarak, yapı zemin etkileşiminin ihmal edilmesi ile konservatif olmayan sonuçlar elde edilecektir.

4.2.3- Üç boyutlu sonlu elemanlar, sonlu farklar veya toplanmış kütle modelleri kullanılarak zaman tanım alanında yapılan dinamik hesap, tünel ve diğer yeraltı yapılarının en gelişmiş ve kapsamlı deprem davranış hesabı ve tasarım yöntemidir. Bu yöntemle tünel/yeraltı yapısı hem enine, hem de boyuna yönlerde, karmaşık zemin ortamı geometrisi ve eş-zamansız deprem yer hareketi dağılımı da dikkate alınarak modellenebilir ve hesap edilebilir. Bu yöntemde, zemin-yapı etkileşimi doğrudan göz önüne alınmaktadır. Uygun bünye denklemleri kullanılarak, yapının, zemin ortamının ve zemin-tünel ara yüzünün doğrusal olmayan davranışı dikkate alınır. İdare tarafından belirlenecek, yüksek risk sınıfında (RS-2) yer alan, çok önemli ulaşım hattı fonksiyonunu haiz kritik ve özel tünellerin deprem hesap/tasarımı için, idarenin talebine binaen, bu hesap/tasarım yöntemi kullanılabilir

4.3 TASARIM SÜRECİ

Tünel/Yeraltı yapılarının tasarımı “Ön-Tasarım” ve “Nihai-Tasarım” olmak üzere iki aşamada gerçekleştirilecektir.

4.3.1- Deprem Etkisi Altında Dayanıma Göre Tasarım (Ön Tasarım)

Normal Risk Sınıfında (RS-1) yer alan yapılar için DD-2a ve Yüksek Risk Sınıfında (RS-2) yer alan yapılar için DD-2 Deprem Seviyesi altında, Tablo 3.1’de belirtilmiş tasarım yöntemleri kullanılarak, taşıyıcı sistemin doğrusal deprem hesabı yapılır.

Bu hesap ile bulunan deprem iç kuvvetleri diğer (statik) yüklerden oluşan iç kuvvetlerle birleştirilerek dayanım talepleri elde edilir ve eleman dayanım talepleri, eleman iç kuvvet kapasiteleri (dayanım kapasiteleri) ile karşılaştırılır.

Dayanım taleplerinin dayanım kapasitelerinin altında olduğu gösterilerek tasarım tamamlanır. Aksi durumda taşıyıcı eleman kesitleri değiştirilir ve hesap tekrarlanarak sonuca gidilir.

Dayanım Göre Tasarım kapsamında betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının modelleme ve tasarımında TBDY (2018)- Bölüm 7 ve 8'in ilgili kuralları geçerlidir. Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının etkin kesit rijitliklerinin belirlenmesi için TBDY (2018)- Madde 4.5.8 kuralları uygulanacaktır.

4.3.2 - Deprem Etkisi altında Şekildeğiştirmeye Göre Tasarım (Nihai Tasarım)

DD-1 Deprem Seviyesi etkisi altında, Tablo 3.1'de kapsanan Risk Sınıfı'na bağlı tasarım yöntemleri kullanılarak yapının şekildeğiştirme talepleri ile dayanım talepleri elde edilir.

Elde edilen şekildeğiştirme ve iç kuvvet talepleri, Risk Sınıfı'na bağlı olarak, SH-Sınırlı Hasar veya KH-Kontrollü Hasar performans hedefleri ile uyumlu olarak tanımlanan şekildeğiştirme ve dayanım kapasiteleri ile karşılaştırılır.

Bulunan şekildeğiştirme ve dayanım talepleri, bunlara karşı gelen şekildeğiştirme ve dayanım kapasitelerinin altında ise şekildeğiştirmeye göre tasarım tamamlanır. Aksi durumda eleman kesitleri değiştirilir ve hesap tekrarlanarak yeniden değerlendirme yapılır ve bu şekilde şekildeğiştirmeye göre tasarım sonuçlandırılır.

İç kuvvet kapasitelerinin hesabında karakteristik malzeme dayanımları yerine hesap (beklenen) malzeme dayanımı değerleri kullanılacaktır.

Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının modelleme ve tasarımında TBDY (2018)- Bölüm 7 ve 8'in ilgili kuralları geçerlidir. Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Etkin Kesit Rijitliklerinin belirlenmesi için TBDY (2018)- Madde 4.5.8 kullanılacaktır.

Sınırlı Hasar (SH) ve Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyleri için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılacak beton ve donatı çeliği için izin verilen toplam birim şekildeğiştirmeler TBDY (2018) – Madde 5.8 kapsamında tanımlanmıştır.

Kontrollü Hasar (KH) Performans Hedefi kapsamında, doğrusal-elastik hesap kullanılarak, belirlenen yapı taşıyıcı sistemi eğilme dayanımının belirli konumlarda aşılması durumunda, uygun bir detaylandırma prosedürü kullanılarak, yeterli sünekliliğin sağlanması gerekir.

Gerekli durumlarda ve özellikle aç-kapa tipi yapılarda plastik mafsalların oluşumu göz önüne alınarak yapı davranışı tekrar hesap edilmeli, moment ve iç kuvvetlerin dağılımı yeniden belirlenmelidir.

4.3.3 Yük Birleşimleri

Taşıyıcı sistem elemanlarının tasarımında esas alınmak üzere, deprem etkisini içeren yük birleşimleri aşağıdaki ifadelerde verildiği şekilde kullanılacaktır.

$$U = 1.0 G + 1.0 Q + 1.0 (E1 + E2 + EX) + 1.0EQ_e + 0.3EQ_b \quad (4.1)$$

$$U = 1.0 G + 1.0 Q + 1.0 (E1 + E2 + EX) + 1.0EQ_b + 0.3EQ_e \quad (4.2)$$

Bu denklemlerde,

U: gerekli yapısal dayanım kapasitesini,

G: yapısal zati (ölü) yük etkilerini,

Q: hareketli yük etkilerini,

E1: zemin ve suyun düşey yüklerinden kaynaklanan etkileri,

E2: zemin ve suyun yatay yüklerinden kaynaklanan etkileri,

EX: kazı nedeniyle oluşan statik yüklerin etkisi,
EQb: tasarım depremi yer hareketine bağlı boyuna etkiler ve
EQe: tasarım depremi yer hareketine bağlı enine etkilerdir

4.3.4 Özel durumlar

Taşıyıcı olmayan NATM (Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi) tünel kaplamalarında veya hesaplanan toplam çekme gerilmesinin beton çekme dayanımının yarısının altında kaldığı ve TS-500 (2000) Madde 13.3 kapsamında çatlak kontrolü yapıldığı durumlarda, TBDY (2018) yönetmeliğinin ilgili kurallarına uyulmasına gerek yoktur. Bu durumlarda, kullanılacak kaplama uygulamaları, idare tarafından hazırlanacak, özel teknik şartnameler ile düzenlenecektir.

BÖLÜM 5 – YER SARSINTISI İÇİN BOYUNA DOĞRULTUDA ANALİZ VE TASARIM

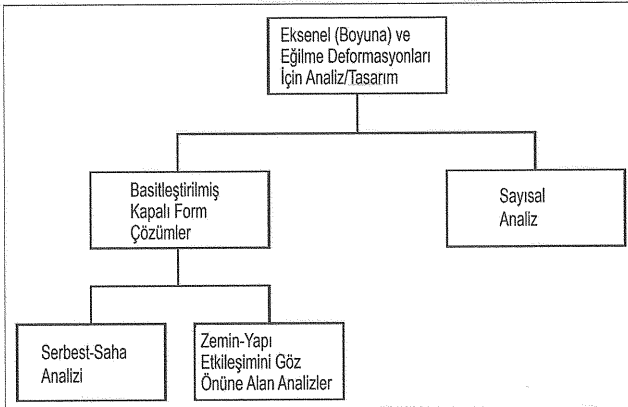
5.1. GENEL KURALLAR

5.1.1. Tünellerin deprem yer sarsıntısı için boyuna doğrultuda hesap ve tasarımı için, belirli kısıtlamalara (Madde 3.4 ve Tablo 3.1) bağlı olarak, aşağıdaki yöntemler (Şekil 5.1) kullanılacaktır.

- Zemin-yapı etkileşim etkilerini ihmal eden, basitleştirilmiş serbest-saha zemin değiştirmesi yöntemi (A-Tipi hesap)
- Elastik temel üzerine oturan kiriş modeline dayalı olarak geliştirilmiş zemin-yapı etkileşimi etkisini içeren hesap yöntemi (B-Tipi hesap)
- Sayısal modelleme yaklaşımı kullanan yöntemler (C-Tipi hesap)

5.1.2- Aşağıda belirtilen koşullar için özel hesap ve tasarım yapılacaktır.

- Tünelin bir istasyon veya havalandırma binası gibi rijit ve masif bir yapıya bağlandığı durumlarda
- İki tünel arasındaki bağlantı veya tünel / çapraz geçiş ara yüzünün bağlantı noktalarında
- Tünelin keskin rijitlik farkı olan iki ayrı jeolojik ortamdan (örneğin, bir zemin / kaya ara yüzü) geçtiği durumlarda
- Tünel hareketlerinin herhangi bir şekilde (sert nokta) yerel olarak kısıtlandığı durumlarda.



Şekil 5.1 Yer sarsıntısı için boyuna hesap/tasarım yöntemleri

5.2 SERBEST SAHA ZEMİN YERDEĞİŞTİRME HESABI

5.2.1- Genel Kurallar

5.2.1.1- Tünel kaplamasındaki boyuna (eksenel) ve eğilme şekildeğiştirme davranışlarının doğrusal elastik olduğu kabulü ve tünellerin zemin ortamında oluşan şekildeğiştirmelere uyduğu varsayımı ile birim şekildeğiştirme ve gerilmelerin belirlenmesine yönelik olarak, zemin ortamı serbest saha yerdeğiştirme hesapları yapılacaktır. İşbu boyuna ve eğilme kaynaklı eksenel birim şekildeğiştirmelerin hesabı için P-dalgaları, S-(kesme) dalgaları ve R- (Rayleigh) dalgalarının yayılımına dayalı kapalı form çözümler geliştirmiştir (A ve B-Tipi hesap). Hesaplamalar esasen tünel deprem davranışında en büyük önemi haiz S-salgalarına bağlı olarak yapılacaktır. Büyük havza geçişlerinde R-dalgalarına bağlı davranış önemli olabilmektedir. Serbest-saha zemin şekildeğiştirmesi yöntemi, her ne kadar konservatif ise de, tünel kaplaması rijitliğinin zemine göre daha düşük olduğu durumlarda makul bir değerlendirme sağlamaktadır.

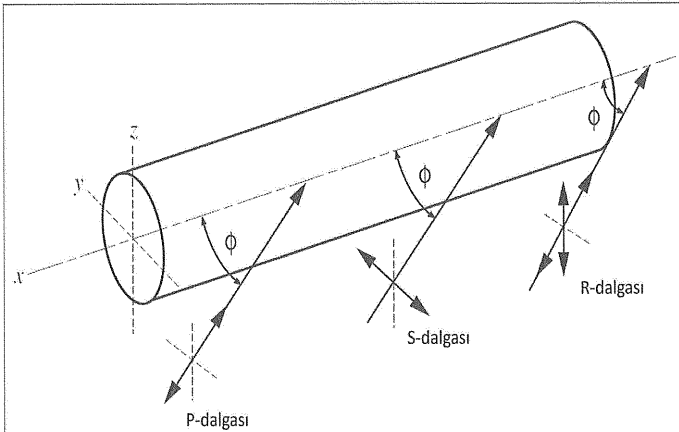
5.2.1.2- Düzgün (uniform) jeolojik ortamın olmadığı, ani yapısal rijitlik ve jeolojik ortam değişikliklerinin meydana geldiği ve tünellerin diğer yeraltı yapılarına bağlanmaları durumunda boyuna özel hesaplar yapılacaktır.

5.2.1.3- Yüksek risk sınıfında (RS-2) yer alan tünellere çevresindeki zemin ortamı tarafından uygulanan boyuna ve eğilme şekildeğiştirmelerinin ve kuvvet ve momentlerin hesabı için 2 ve 3 boyutlu sonlu eleman/fark modellemesine dayalı sayısal yöntemler (C-Tipi hesap) kullanılacaktır (Madde 3.4 ve Tablo 3.1).

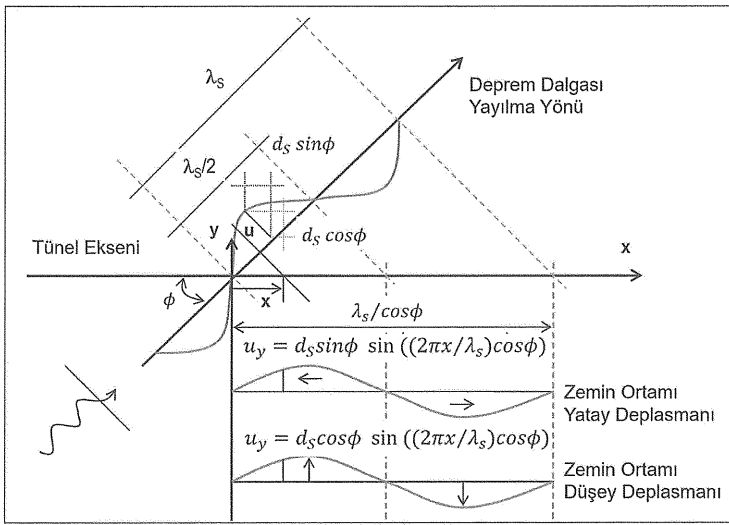
5.2.2. Kapalı Form Çözümler

5.2.2.1- Kapalı form birim şekildeğiştirme ve eğrilik yarıçapı çözümleri, harmonik deprem dalgalarının (P-, S- ve R- dalgaları) tünel eksenine göre yayılma açılarına, genliklerine, gerçek ve göreceli yayılma hızlarına bağlı olarak verilir (Şekil 5.2 ve 5.3)

5.2.2.2- Eksenel birim şekildeğiştirme genellikle tünel tasarım ve performansında birincil öneme sahiptir. S-dalgaları tipik olarak en büyük birim şekildeğiştirmelere neden olur ve boyuna davranışı kontrol eden dalga tipidir. Özel durum ve konumlarda (büyük havza geçişlerinde veya deprem kaynağından nispeten uzakta yer alan kalın alüvyon tabakaları) R-dalgaları en yüksek birim şekildeğiştirmelere neden olabilir ve tasarımda göz önüne alınmalıdır.



Şekil 5.2. Tünel eksenine göre ϕ açısı ile yayılan P-, S- ve R- dalgaları



Şekil 5.3. Tünel eksenine göre ϕ açısı ile yayılan, d_s yerdeğiştirme genliğini ve λ_s dalga boyunu haiz bir harmonik S-dalgası için zemin ortamının x ve y yönündeki harmonik yerdeğiştirmeleri.

5.2.2.3. Zemin-Yapı Etkileşiminin İhmal Edilmesi Durumu (A-Tipi Hesap)

Tünel kaplamasının esnek bir kiriş olarak modellenmesi ve serbest-saha zemin birim şekildeğiştirme ve eğriliklerin, zemin-yapı etkileşiminin ihmal edilerek kullanılması ile elde edilen boyuna toplam eksenel birim şekildeğiştirme, kayma dalgası (s-dalgası) için aşağıda sunulmuştur. Bu denklemlerde yer alan r , daire kesitli tünel kaplamasının yarıçapını veya dikdörtgen (veya nal kesitli) tünel kaplamalarının eşdeğer (aynı kesit alanına karşı gelen daire) yarıçapını göstermektedir.

s-dalgası için boyuna (eksenel) birim şekildeğiştirme:

$$\varepsilon^a = \left[\frac{v_s}{c_{se}} \sin \phi \cos \phi \right] \quad (5.1)$$

s-dalgası için eğilme kaynaklı boyuna (eksenel) birim şekildeğiştirme:

$$\varepsilon^b = \left[r \frac{a_s}{c_{se}^2} \cos^3 \phi \right] \quad (5.2)$$

S-dalgası için toplam boyuna (eksenel) birim şekildeğiştirme:

$$\varepsilon^{ab} = \left[\frac{v_s}{c_{se}} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_s}{c_{se}^2} \cos^3 \phi \right] \quad (5.3)$$

Olarak ifade edilebilir.

Burada:

c_{se} = s-dalgası görünür yayılma hızı

v_s = s-dalgası en büyük zemin parçacık hızı

a_s = s-dalgası en büyük zemin parçacık ivmesi

d_s = s-dalgası en büyük zemin parçacık yerdeğiştirmesi

ϕ = Tünel eksenine göre s-dalgası geliş (yayılma) açısı

$r = D/2$ = daire kesitli tünel kaplaması yarı çapı

S-dalgalarının görünür yayılma hızı, özel olarak hesaplanmadığı takdirde, emniyetli tarafta kalınarak hızı ZA ve ZB zemin sınıfları için $c_{se} = 1\text{km/s}$ ve diğer zemin sınıfları için $c_{se} = 0.8\text{ km/s}$ olarak alınabilir.

Teorik olarak, Denklem 5.3'ü maksimize edecek yayılma açısı (ϕ) değerinin belirlenmesi gerekir. Ancak, konservatif tarafta kalarak, $\phi=45^0$ kabulü ile aşağıdaki maksimum eksenel birim şekildeğiştirme değerleri kullanılabilir:

$$\epsilon_{max}^a = \left[\frac{v_s}{2c_{se}} \right] \quad (5.4)$$

$$\epsilon_{max}^b = 0.35 \left[r \frac{a_s}{c_{se}^2} \right] \quad (5.5)$$

$$\epsilon_{max}^{ab} = \left[0.5 \frac{v_s}{c_{se}} + 0.35 r \frac{a_s}{c_{se}^2} \right] \quad (5.6)$$

Tünel yapısının esnek bir kiriş olarak modellenmesi ve bu model üzerine (zemin-yapı etkileşimi ihmal edilerek), homojen, izotropik ve esnek sonsuz bir zemin ortamında yayılan, s-dalgası tipi deprem yer hareketinin uygulanması ile elde edilmiş moment (M_l), boyuna normal kuvvet (N_l) ve kesme kuvveti (V_l) (Şekil 5.4) ifadeleri aşağıda verilmiştir.

$$M_l = \left(\frac{2\pi}{\lambda_s} \right)^2 E_l I_l d_s \cos^3 \phi \sin \left(\frac{2\pi x}{\lambda_s / \cos \phi} \right) \quad (5.7)$$

$$N_l = \left(\frac{2\pi}{\lambda_s} \right) E_l A_l d_s \sin \phi \cos \phi \cos \left(\frac{2\pi x}{\lambda_s / \cos \phi} \right) \quad (5.8)$$

$$V_l = \left(\frac{2\pi}{\lambda_s} \right)^3 E_l I_l d_s \cos^4 \phi \sin \left(\frac{2\pi x}{\lambda_s / \cos \phi} \right) \quad (5.9)$$

Denklem (5.7), (5.8) ve (5.9) sırasıyla tünel enkesit düzlemi üzerindeki moment (M), kesme (V) ve normal (eksenel) kuvvet (N) ifadeleridir. Bu ifadelerde d_s ve λ_s , sırasıyla s-dalgasının yerdeğiştirme genliğini ve dalga boyunu, E_l , A_l ve I_l ise sırasıyla tünel kaplamasının elastisite modülü, kesit alanı ve birim boy başına atalet momentini ifade eder. Göz önüne alınan konuma tünel başlangıç noktasından ölçülen mesafeyi ise x temsil eder.

S-dalgası dalga boyu, λ_s , Denklem 5.10 ile belirlenecektir.

$$\lambda_s = c_{se} T_d \quad (5.10)$$

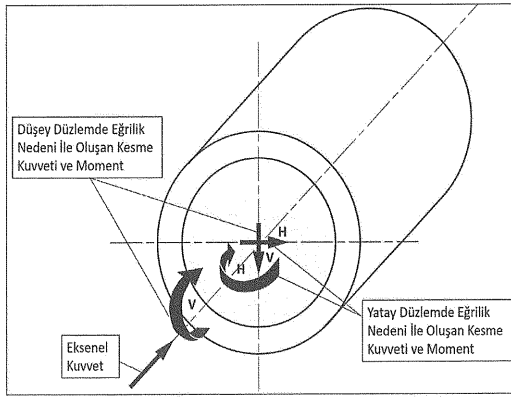
Özel bir çalışma yapılmadığı takdirde, $T_d = 2\text{s}$ (Denklem 2.14) olarak kabul edilebilir.

Tünel enkesit düzlemi üzerine oluşacak en büyük moment ($M_{l,max}$), normal (eksenel) kuvvet ($N_{l,max}$) ve kesme kuvveti ($V_{l,max}$) değerleri aşağıda sırasıyla Denklem (5.11), (5.12) ve (5.13) ile verilmiştir. Enbüyük yerdeğiştirme, d_s , Denklem 2.13 vasıtası ile hesaplanacaktır.

$$M_{l,max} = \left(\frac{2\pi}{\lambda_s} \right)^2 E_l I_l d_s \quad (5.11)$$

$$N_{l,max} = \left(\frac{\pi}{\lambda_s} \right) E_l A_l d_s \quad (5.12)$$

$$V_{l,max} = \left(\frac{2\pi}{\lambda_s} \right) M_{l,max} \quad (5.13)$$



Şekil 5.4. Tünel en kesitinde oluşan boyuna normal kuvvet, kesme kuvveti ve momentin şematik gösterimi

5.2.2.4. Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınması Durumu (B-Tipi Hesap)

Zemin-Yapı etkileşiminin göz önüne alınarak hesap sonuçlarına yansıtılması için serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirmesine dayalı birim şekildeğiştirmeler, kuvvet ve momentler aşağıdaki İndirgeme Faktörleri (RF_1 ve RF_2) ile bölünür.

Boyuna birim şekildeğiştirme ve normal (eksenel) kuvvet için:

$$RF_1 = 1 + \frac{E_l A_l}{k_a} \left(\frac{2\pi}{\lambda_s} \right)^2 \cos^2 \phi \quad (5.14)$$

Eğilme birim şekildeğiştirme, moment ve kesme kuvveti için:

$$RF_2 = 1 + \frac{E_l I_l}{k_t} \left(\frac{2\pi}{\lambda_s} \right)^4 \cos^4 \phi \quad (5.15)$$

denklemleri geçerlidir.

Burada:

E_l = Tünel brüt kesitinin elastisite modülü

A_l = Tünel kaplaması kesit alanı

k_t = Zemin enine (yanal) yay katsayısı

k_a = Zemin boyuna yay katsayısı

λ_s = s-dalgası dalga boyu

I_l = Kaplama kesitinin atalet momenti, $I_l = \frac{\pi (D_d^4 - D_i^4)}{64}$

Burada D_d ve D_i daire kesitli kaplamanın sırasıyla dış ve iç çaplarını göstermektedir.

Denklemler 5.14 ve 5.15'te yer alan k_a ve k_t zemin katsayıları aşağıdaki ifade ile verimiştir:

$$k_a = k_t = \frac{16\pi G'_s (1-\nu_s)}{3-4\nu_s} \frac{D}{\lambda_s} \quad (5.16)$$

Tünel kesiti üzerine oluşacak, Zemin-Yapı Etkileşimi'nin (zye) göz önüne alınması durumunda, en büyük eğilme moment ($M_{l,max,zye}$), boyuna normal (eksenel itme) kuvveti ($N_{l,max,zye}$), kesme

kuvveti ($V_{l,max,zye}$) ve s-dalgası için toplam eksenel birim şekildeğiştirme (ϵ_{zye}^{ab}) değerleri aşağıda sırasıyla Denklem (5.15), (5.16), (5.17) ve (5.18) ile gösterilmiştir.

$$N_{l,max,zye} = N_{l,max} / RF_1 \quad (5.17)$$

$$M_{l,max,zye} = M_{l,max} / RF_2 \quad (5.18)$$

$$V_{l,max,zye} = V_{l,max} / RF_2 \quad (5.19)$$

$$\epsilon_{zye}^{ab} = \left[\left(\frac{v_s}{c_s} \sin \phi \cos \phi \right) / RF_1 + \left(r \frac{a_s}{c_s^2} \cos^3 \phi \right) / RF_2 \right] \quad (5.20)$$

Burada, D daire kesitli tünel kaplamasının çapı veya dikdörtgen kesitli tüneller için tünel kesitinin yüksekliği (H) olmaktadır. Denklem (5.16) ve dolayısıyla, Denklem 5.17, 5.18, 5.19 ve 5.20 ile verilen ifadeler s-dalgası dalga boyunun (λ_s) bir fonksiyonu olmaktadır.

RF_1 için $\phi=45^\circ$ ve RF_2 için $\phi=90^\circ$ kabulü ile Denklemler 5.17-21 için güvenli sonuçlara ulaşılabilir. Ancak bu durumda kuvvetlerin maksimum değerlerinin aynı anda bir kesite tesir ettiğini düşünmek konservatif olacağından, gerek duyulursa tek bir ϕ açısı ile bu tüm tesirler hesaplanabilir. Bu durumda $\phi=45^\circ$ ve $\phi=90^\circ$ değerlerinden daha konservatif sonuç vereni tasarımda kullanılmalıdır. Yapısal tasarım için bu deprem kuvvetlerin her iki yönde ($\pm$) tesir edebileceği göz önüne alınmalıdır.

Dalga boyu hâkim değerinin belirlenmesi için özel değerlendirmelerin yapılmadığı durumlar için, yay katsayılarının dalga boyundan bağımsız olduğu kabul edilir ve Denklem 5.18, 5.19 ve 5.20 dalga boyu cinsinden maksimum kesime edilirse, eksenel kuvvet, moment ve kesme kuvveti değerlerinin basitleştirilmiş, dalga boyundan bağımsız, ancak çok konservatif, değerleri aşağıdaki denklemlerle verilir. Bu denklemlerde $k_a = k_t = 3G'_s$ olarak kabul edilecektir. Bu denklem, sadece, $M_{l,max,zye}$, $N_{l,max,zye}$ ve $V_{l,max,zye}$ etkilerinin üst sınır (maksimum) değerlerinin tesbiti için kullanılmalıdır.

$$N_{l,max,zye} = \frac{1}{4} (2k_a E_l A_l)^{0.5} d_s \quad (5.21)$$

$$M_{l,max,zye} = \frac{1}{2} (k_t E_l I_l)^{0.5} d_s \quad (5.22)$$

$$V_{l,max,zye} = \frac{3}{4} \left(\frac{k_t^3 E_l I_l}{3} \right)^{0.25} d_s \quad (5.23)$$

Hesaplanan normal (eksenel) kuvvet, $N_{l,max,zye}$, kaplama ve zemin ortamı arasındaki (arayüzdeki) maksimum sürtünme kuvvetlerinden kaynaklanacak eksenel kuvvetten daha büyük olamaz.

$$\text{Maksimum eksenel kuvvet } N_{l,max,zye} \leq f \lambda_s / 4 \quad (5.24)$$

$$\text{Maksimum eksenel birim şekildeğiştirme } (\epsilon_{zye}^a) \leq f \lambda_s / (4 E_l A_l) \quad (5.25)$$

Burada, f, tünel-zemin arayüzünde birim boy başına maksimum sürtünme kuvveti olmaktadır.

5.3. SAYISAL HESAP/TASARIM YÖNTEMLERİ (C-TİPİ HESAP)

Sayısal hesaplar, elastik temel üzerine oturan kiriş modeline (Winkler Modeli) dayalı eşdeğerstatik yöntem, toplanmış kütle-yay modeline dayalı dinamik yöntem ve sonlu fark/eleman modellerine dayalı yöntemler kullanılarak yapılabilir.

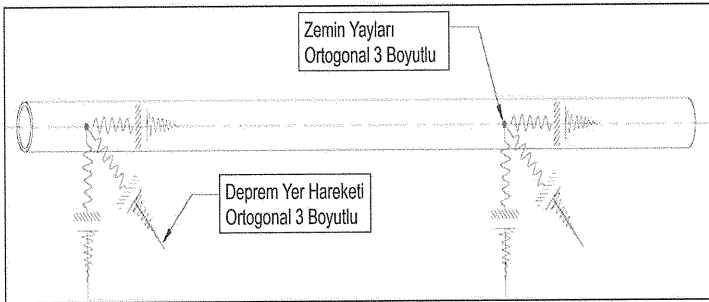
5.3.1. Eşdeğer-Statik Hesap Yöntemi

5.3.1.1- Genel olarak, bir tünelin eylemsizliği, çevresindeki zemin ortamına kıyasla daha küçük olduğu cihetle, boyuna eksenel ve eğrilik şekildeğiştirme hesabının eşdeğer-statik olarak yapılması mümkündür. Eşdeğer-statik hesap yönteminde, zaman tanım alanında belirlenmiş serbest saha zemin yerdeğiştirmeleri doğrudan tünele bağlı zemin yaylarına (ve söndürücülere) uygulanır. Bu yöntem için oluşturulan modelde, tünel yapısı, zemin yayları ve söndürücülere ile modellenmiş dinamik Winkler temeli üzerinde yer alan doğrusal (veya eşdeğer doğrusal) elastik bir kiriş olarak modellenir.

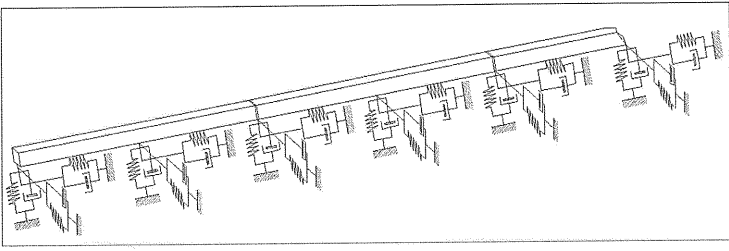
5.3.1.2- Eşdeğer-Statik Hesap Yönteminin uygulaması genel olarak aşağıdaki basamakları içerir.

- Tünel seviyesindeki zeminin serbest saha şekildeğiştirmeleri dinamik zemin davranış hesabı ile ele edilir. Bu hesap kapsamında deprem hareketinin üç boyutlu özelliği, mekânsal değişimi ve yayılmadan kaynaklanan faz değişikliği göz önüne alınmalıdır. Tünel güzergâhı boyunca ve tünel seviyesindeki zemin yerdeğiştirmeleri, zaman tanım alanında, boyuna, enine ve düşey doğrultuda belirlenir.
- Tünel boyunca üç boyutlu bir sonlu elemanlar / farklar modeli geliştirilir. Bu modelde, tünel, tünel eksenine boyunca ayırık hale getirilirken, çevresindeki zemin ortamı boyuna, enine ve düşey zemin yaylar ve söndürücülere (zemin impedansı) vasıtası ile temsil edilir. Bu yayların özellikleri, yukarıda tanımlanmış zemin davranış hesabında kullanılan özelliklerle uyumlu olmalıdır. Tünel ve zemin ortamı arasındaki sürtünme davranışı, boyuna zemin yayı özelliklerine yansıtılmalıdır.
- Tünel güzergâhı boyunca zaman tanım alanında belirlenmiş zemin yerdeğiştirmeleri, her bir zaman adımında statik olarak zemin yaylarının uçlarına etkiletilir ve tünel davranışı (iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeleri) hesaplanır.

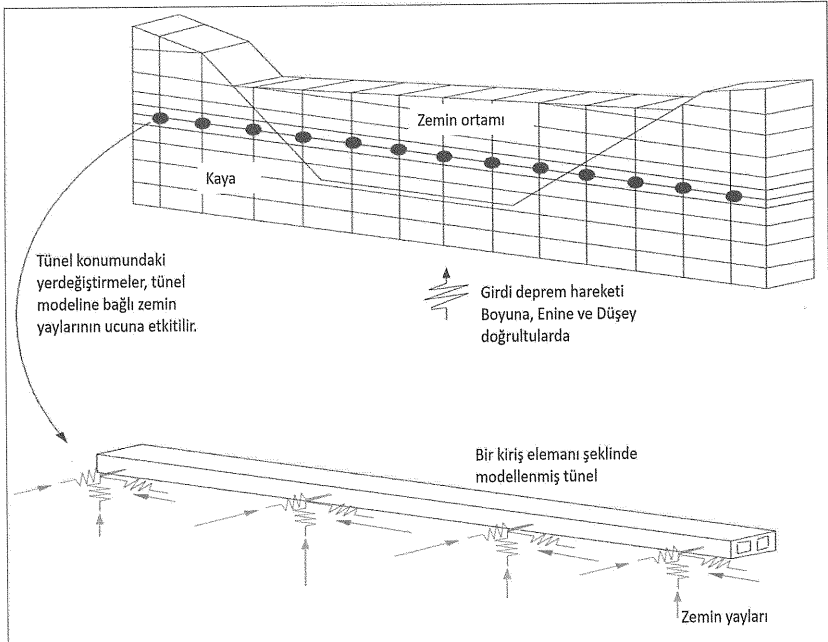
5.3.1.3- Şekil 5.5 ve 5.6'da örnek olarak, Eşdeğer-Statik Hesap Yöntemi kapsamında geliştirilmiş zemin-yapı modelleri sunulmuştur. Şekil 5.7'de Avrasya batırma tıp tüneli için kullanılmış model verilmektedir. Avrasya modelinde kullanılmış serbest-saha zemin hareketleri ve zemin yayı katsayıları sonlu elemanlar/farklar modeline dayalı olarak (Şekil 5.9 ve 5.10) hesaplanmıştır.



Şekil 5.5. Elastik-temel (zemin yayları) üzerine oturan elastic kiriş modeline (Winkler Modeli) dayalı olarak, zemin-yapı etkileşimini göz önüne alan bir modelleme.



Şekil 5.6. Elastic-kemil (zemil yayları ve söndürücüleri) zerine oturan elastic kiriş modeline (Winkler Modeli) dayalı olarak, zemil-yapı etkileşimini göz önüne alan bir modelleme. (Tünel segmentleri arasındaki derzlerde birleşim elemanlarının yanıl rijitliğini yansıtan yay ve söndürücülerle modellenmiştir).



Şekil 5.7. Elastic-kemil (zemil yayları ve söndürücüleri) zerine oturan elastic kiriş modeline (Winkler Modeli) dayalı olarak, zemil-yapı etkileşimini göz önüne alan MARMARAY Batırma Tp Tüneli modeli.

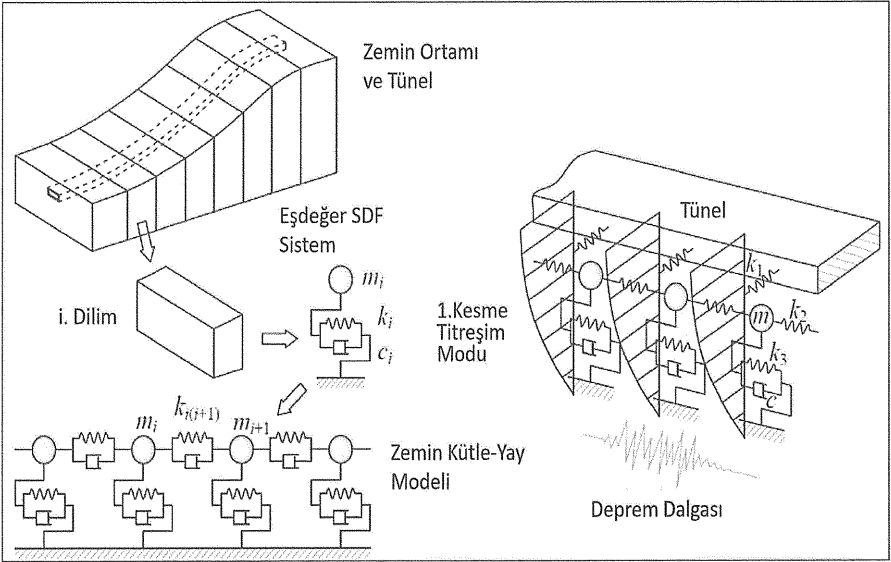
5.3.2. Toplanmış Kütle-Yay Modeline Dayalı Yöntem

5.3.2.1-Toplanmış kütle-yay modeline dayalı eşdeğer-statik yöntemde, zemil ortamı tünel eksenil boyunca düşey olarak dilimlenmekte ve her bir dilim eşdeğer bir kütle ve yay sistemi ile temsil edilmektedir (Şekil 5.8). Zemil ortamının modellenmesi kapsamında:

- Herbir zemil dilimi için, kısa yöndeki 1. titreşim modu özellikleri kullanılarak eşdeğer tek serbestlik dereceli model (etkin kütle (m_i), etkin rijitliği (k_i) ve etkin sönüm katsayısı (c_i)) oluşturulur.
- Toplanmış kütle, zemil diliminin hareketli kütlesini temsil eder ve bu kütle temele zemil diliminin temel kesme titreşim modu özelliklerini temsil eden) bir yay ve söndürücü vasıtası ile bağlanır.

- Her bir kütle, ayrıca, boyuna yönde, zemin dilimleri arasındaki zemin ortamının visko- elastik özelliklerini modelleyen yay ve söndürücülerle birbirine bağlanır.

Tünel elastik bir kiriş olarak modellenir ve eşdeğer kütlelere zemin rijitliğini temsil eden yaylarla bağlanır. Her bir dilimin deprem davranışı, S-dalgası düşey yayılımına dayalı eşdeğer doğrusal olmayan hesap metodu ile belirlenir ve bu hesap vasıtası ile elde edilmiş deprem yerdeğiştirmeleri her bir kütle üzerine boyuna yönde etkililerek tünelin dinamik davranışı incelenir. Hesap kapsamında, deprem dalgası yayılma ve faz farkı özellikleri de göz önüne alınmalıdır.



Şekil 5.8. Toplanmış kütle-yay modeline dayalı dinamik hesap yöntemi

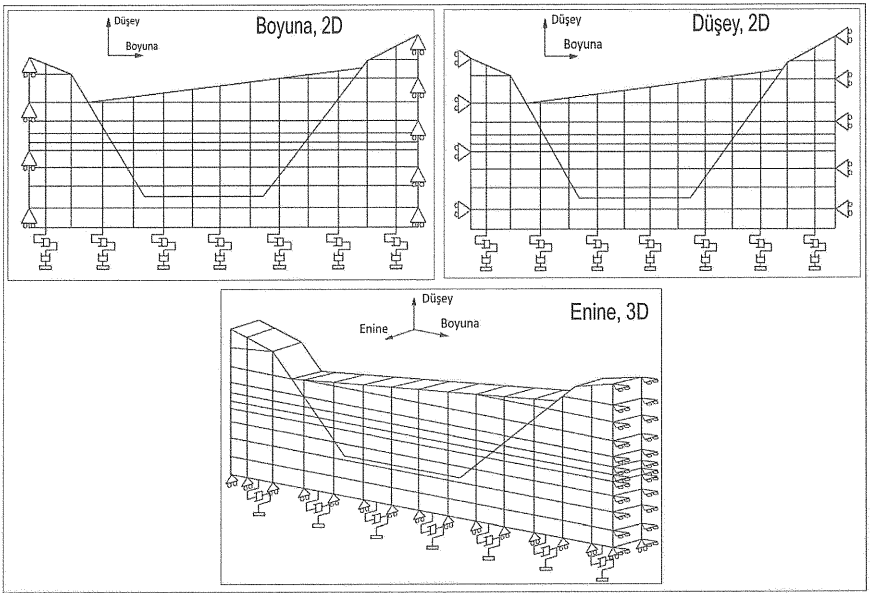
5.3.3 Sonlu Fark/Elemen Modellerine Dayalı Yöntem

Tünel güzergâhı üzerinde boyuna yapılacak 2-boyutlu bir zemin davranış hesabı ile boyuna yatay ve düşey doğrultuda zaman tanım alanında serbest-saha zemin şekildeğiştirmeleri tesbit edilebilir. Hesap kapsamında, deprem dalgası yayılma ve faz farkı özellikleri de göz önüne alınmalıdır.

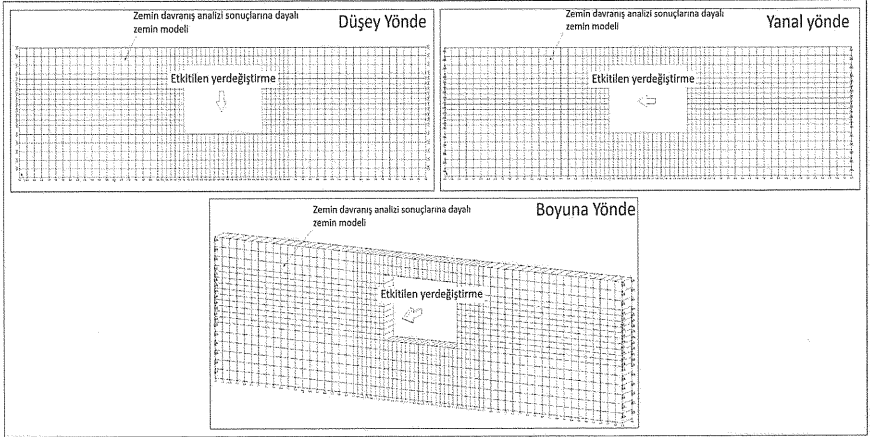
Boyuna, enine ve eksenel zemin yay katsayılarının belirlemesi için tünel güzergâhı boyunca belirli konumlarda alınacak zemin ortamı dilimleri içinde yer alan tünel boşluğu üzerine birim yerdeğiştirme uygulanarak, 2D hesap yapılabilir (Şekil 5.9).

Sonlu fark/eleman modelleri, tünel güzergâhı boyunca belirlenen noktalarda, serbest saha zemin ortamı yerdeğiştirmelerinin tayini için kullanılmalıdır (Şekil 5.10).

Şekil 5.9 ve 5.10'da sunulu modeller kapsamında belirlenmiş serbest-saha zemin hareketleri ve zemin yayı katsayıları Avrasya tünelinin Şekil 5.7'de gösterilen elastik-temel üzerine oturan elastik kiriş modelinde kullanılmıştır.



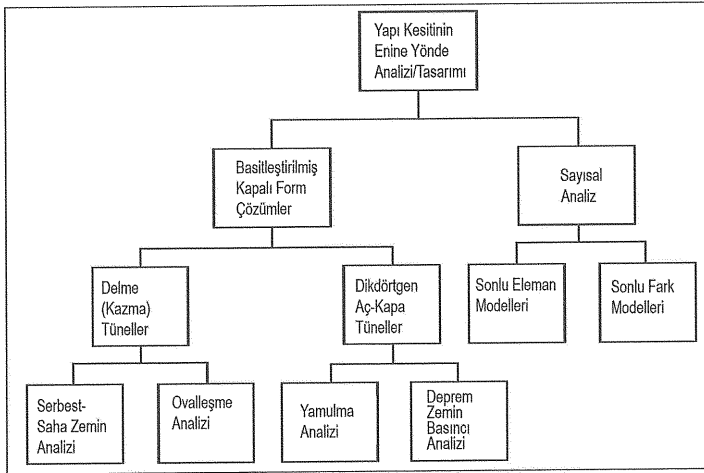
Şekil 5.9. Boyuna, Düşey ve Enine serbest-saha zemin davranış hesabı (MARMARAY)



Şekil 5.10. Boyuna, Yanal ve Düşey yönde zemin yay katsayılarının belirlenmesi (MARMARAY)

BÖLÜM 6 – YER SARSINTISI İÇİN ENİNE DOĞRULTUDA ANALİZ VE TASARIM

Enine doğrultuda hesap/tasarım yöntemleri, genelde, Dayanım Esaslı, Yerdeğiştirme Esaslı ve Sayısal olmak üzere ayrılabilir. Tünel/yeraltı yapısı kesitinin deprem davranış hesabı için Basitleştirilmiş Kapalı Form Çözüm ve Sayısal Hesap yöntemleri mevcuttur. Basitleştirilmiş Kapalı Form çözümler, kendi içinde, daire kesitli (delme/kazma tünel) ve dikdörtgen kesitli (açkapa tünel ve diğer yeraltı yapıları) yapılar için ayrılır (Şekil 6.1). Bu çözümler dayanım veya yerdeğiştirme esaslı olabilir.



Şekil 6.1. Yeraltı yapısı kesitinin enine doğrultuda hesap metotları

6.1. SERBEST-SAHA ZEMİN YERDEĞİŞTİRME HESABI

6.1.1 Genel Kurallar

Deprem dalgalarının tünel eksenine düşey doğrultuda veya bir açı ile yayılması durumunda, tünel enine kesitinde şekil bozulmaları meydana gelir ve tünel en kesitinde ovalleşme (daire kesitli kesitler için) veya yamulma (dikdörtgen kesitleri için) şekildeğiştirmeleri gelişebilir (Şekil 4.1). Ovalleşme ve yamulma şekildeğiştirmeler, esasen, düşey yayılan kayma dalgası tarafından kontrol edilir.

Tünel yapılarının ve/veya diğer gömülü yapıların enine ovalleşme / yamulma davranışının hesabı için yapının içinde yer aldığı zemin ortamındaki serbest-saha şekildeğiştirmesinin tünel veya diğer gömülü yapı seviyesine karşı gelen maksimum kesme birim şekildeğiştirmesinin, γ_{max} , belirlenmesi gerekir.

Bu amaçla, belirli koşul ve kısıtlamalara bağlı olarak, Serbest-Saha Zemin Yerdeğiştirme Hesabı için Madde 6.1.2 ve 6.1.3'de sunulu iki basit ve yaklaşık yöntem (A-Tipi Tasarım Yöntemleri, Madde 3.4 ve Tablo 3.1) kullanılabilir. Zemin yüzeyinden tünel/yeraltı yapısına ölçülen derinlik (Z) ve daire tünel kaplaması çapı veya (D) arasındaki oran dikkate alınarak bu iki yöntem arasında seçim yapılmalıdır. Dikdörtgen kesitli tüneller için D değeri tünel yüksekliği olarak değerlendirilecektir. B- ve C-Tipi Tasarım Yöntemleri (Madde 3.4 ve Tablo 3.1) için Madde 6.1.4'de sunulmuş bir veya iki boyutlu sonlu eleman/farklar yöntemi geçerlidir.

6.1.2- Yöntem-1 (A-Tipi Hesap)

Nispeten homojen, düzgün (uniform), yatay stratigrafi ve yatay serbest yüzeyli bir zemin ortamında yer alan derin bir tünel/yeraltı yapısı ($Z > 2D$, D= daire tünel kaplaması çapı veya dikdörtgen kesitli tünel yüksekliği, Z= zemin yüzeyinden tünel/yeraltı yapısına ölçülen derinlik) için, enbüyük serbest-saha zemin kesme birim şekildeğiştirmesi, γ_{max} , tünel/yeraltı yapısı konumundaki pik yatay parçacık hızı, v_s , ve S-dalgası etkin (kesme birim şekildeğiştirme seviyesi ile uyumlu) yayılma hızı, c_s , kullanılarak, Denklem 6.1 ile hesaplanabilir.

$$\gamma_{max} = v_s / c_s \quad (6.1)$$

Düşey yayılan kayma dalgasının etkin dalga yayılma hızı, c_s , tünel seviyesinde oluşacak kesme birim şekildeğiştirme seviyesi ile uyumlu olmalıdır. c_s değerleri, geoteknik etüdlardan elde edilen küçük birim kesme şekildeğiştirmesine tekabül eden kayma dalgası yayılma hızı,

c_s 'den, kesme birim şekildeğiştirme seviyesini göz önüne alan uygun bir modifikasyonla elde edilmelidir.

Kaya ortamlar için $c'_s/c_s = 1.0$ ila 0.9 arasında alınabilir. Sert zeminlerde c'_s/c_s oranı 0.9 'dan 0.5 'e kadar değişebilir ve yumuşak zeminlerde ise daha düşük değerler söz konusu olabilir.

G'_s/G_{max} ve γ arasındaki ilişkinin belirlenmesine ve Denklem 6.6 ile c'_s değerinin hesaplanmasına yönelik özel bir çalışma yapılmadığı durumlarda, değişik enbüyük ivme seviyeleri ve kayma dalgası yayılma hızı (c_s) seviyeleri için kullanılabilecek yaklaşık c'_s/c_s değerleri Tablo 6.1'de sunulmuştur. Tablo kapsamında yer almayan enbüyük ivme değerleri için sonuçlar enterpolasyon ile bulunabilir.

Tablo 6.1 Değişik enbüyük ivme seviyeleri ve zemin sınıfları için yaklaşık c'_s/c_s değerleri.

Enbüyük İvme Seviyesi	c_s (m/s) Aralığı			
	180 -360	360-760	760-1500	>1500
$a_s < 0.1g$	0.95	0.97	1.00	1.00
$a_s = 0.4g$	0.71	0.87	0.97	1.00
$a_s > 0.8g$	0.32	0.77	0.95	1.00

6.1.3- Yöntem-2 (A-Tipi Hesap)

Nispeten homojen, düzgün (uniform), yatay stratigrafi ve yatay serbest yüzeyli bir zemin ortamında yer alan sıg bir tünel/yeraltı yapısı ($Z \leq 2D$, D = daire tünel kaplaması çapı veya dikdörtgen kesitli tünel yüksekliği, Z = zemin yüzeyinden tünel/yeraltı yapısına ölçülen derinlik) için, en büyük serbest-saha zemin kesme birim şekildeğiştirme, γ_{max} , aşağıdaki yöntemle hesaplanacaktır.

Bu yöntemde önce tünel derinliğindeki (h) maksimum kesme gerilmesi (τ_{max}): zemin toplam birim yoğunluğu (ρ_s) ve maksimum yatay ivme (a_{max}) cinsinden aşağıdaki ifadeler ile hesaplanır.

Daha sonra maksimum kesme birim şekildeğiştirme seviyesi, maksimum kesme gerilmesi cinsinden aşağıdaki denklemler vasıtası ile hesaplanır:

$$\tau_{max} = [(a_s \cdot r_h)/g] \sigma_{max} \quad (6.2)$$

$$\sigma_{max} = \rho_s \cdot h + \sigma_{sürşarj} \quad (6.3)$$

$$\gamma_{max} = \tau_{max}/G'_s \quad (6.4)$$

Burada:

a_s = Zemin yüzeyindeki enbüyük parçacık yatay ivmesi (m/s^2) (Denklem 2.9)

G'_s = Zemin ortamının etkin (kesme birim şekildeğiştirme seviyesi ile uyumlu) kesme modülü (Pa)

ρ_s = Zemin toplam birim ağırlığı (N/m^3)

σ_{max} = Tünel alt seviyesindeki toplam düşey basınç (zemin örtü basıncı + sürşarj basıncı) (Pa)

$\sigma_{sürşarj}$ = Tünel alt seviyesindeki sürşarj kaynaklı düşey basınç (Pa)

h = Zemin yüzeyinden tünel alt seviyesine ölçülen zemin örtüsü kalınlığı (m)

r_h = Tünel konumundaki enbüyük yatay ivmenin belirlenmesi için (zemin yüzeyindeki) yatay maksimum ivmeye (a_s) derinliğe (z) bağlı olarak uygulanacak azaltma faktörü.

$$\begin{aligned} r_h &= 1 - 0.017 z & z < 30m \\ r_h &= 0.5 & z \geq 30m \end{aligned} \quad (6.5)$$

Serbest-Saha Zemin Yerdeğiştirme Hesaplarında zemin ortamı kesme gerilmesinin ve SH dalgasının "etkin" (birim kesme şekildeğiştirme seviyesine bağlı) yayılma hızı değerleri (G'_s ve c'_s) kullanılmalıdır (Denklem 6.6).

$$G'_s = \frac{\rho_s}{g} c_s'^2 \quad (6.6)$$

Değişik enbüyük ivme seviyeleri ve zemin sınıfları için yaklaşık c'_s/c_s değerleri Tablo 6.1'de sunulmuştur.

6.1.4- B- ve C-Tipi Tasarım Yöntemleri

B- ve C-Tipi Tasarım Yöntemleri (Madde 3.4 ve Tablo 3.1) kapsamında, maksimum kesme birim şekildeğiştirme seviyesinin belirlenmesi için bir veya iki boyutlu sonlu eleman/farklar yöntemi ile sayısal hesap yapılması gerekir. Bu amaçla, tek boyutlu S-dalgası düşey yayılımına dayalı ve TBDY (2018) kısım 16.5.2.2 ile uyumlu olarak seçilen yöntemle zemin dinamik davranışı hesabı kullanılabilir. Hesap modeli ve yer hareketinin tanımlanması TBDY (2018) madde 16.5.2.3 ve 16.5.2.4 ile açıklanan şablona uygun olmalıdır. Ancak, deprem yer hareketlerinin sayısının ve özelliklerinin Kısım 2.8'de açıklandığı şekilde olması gerekli ve yeterlidir.

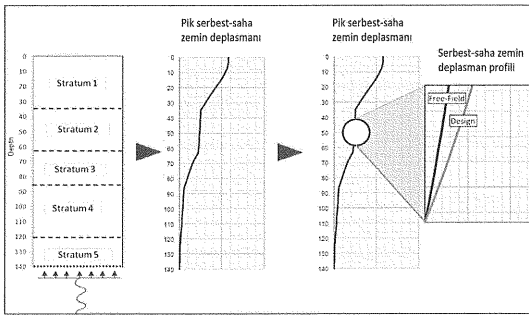
Tamamen S-dalgası hızının (c_s) 800 m/s'den büyük olduğu jeolojik birimler içerisinde yer alan tünel ve yapıların B-Tipi tasarım hesapları için yukarıda belirtilen zemin dinamik davranışı analizi zorunlu değildir. Bunun yerine, kısım 6.1.4 ile verilen yöntem-2 (A-tipi hesap) deformasyon hesapları için kullanılabilir. Tünel kesitinde farklı S-dalgası hızlarına sahip jeolojik birimlerin yer alması durumunda, en düşük c_s değerinin dikkate alınması yeterlidir.

şekil 6.2 ve 6.3'te sırası ile Avrasya ve Marmaray tünelleri tasarımında maksimum kesme birim şekildeğiştirme seviyesinin belirlenmesi için kullanılan modeller sunulmuştur.

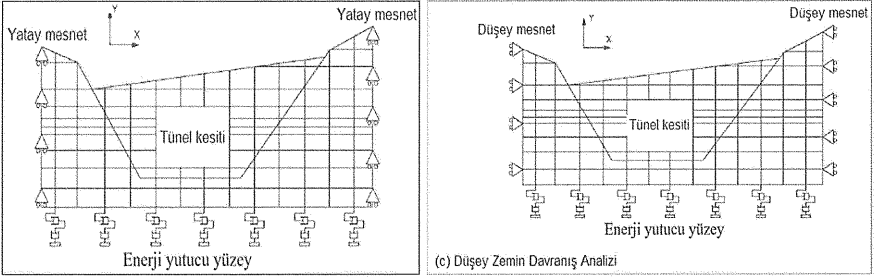
Bir ve iki boyutlu modellerde, her deprem kaydının iki yatay bileşeni ile analiz gerçekteştirilecektir. C-tipi tasarım yöntemleri kullanıldığında, her bir yatay yer hareketi bileşeni için aynı faktörlerle ölçeklendirilen eşzamanlı düşey hareket de analiz modelinde uygulanmalıdır. Her tasarım parametresi, tüm deprem yer hareketi kayıtlarıyla hesaplanan değerlerin ortalaması kullanılarak belirlenecektir. Bu doğrultuda, bir boyutlu analizlerde şekil 6.2 ile gösterildiği şekilde pik serbest-saha yer değiştirmelerinin derinliğe bağlı değişimi belirlenmeli ve bu eğrilerin ortalaması tasarım hesaplarında kullanılmalıdır. B-tipi tasarım yöntemleri için tünelin yerleştiği kesit alanında en yüksek birim deformasyonları veren düşey kesit dikkate alınmalıdır.

B-tipi tasarım yöntemlerinde kullanılan zemin ortamının etkin kesme modülü (G'_s), denklem 6.4 ile verilen ilişki doğrultusunda zemin dinamik davranışı hesabı sonuçları kullanılarak belirlenebilir.

Kısım 6.2 ve 6.3 kapsamında gerekli olan serbest saha yer değiştirmelerinin hesabında γ_{max} ve $\Delta_{serbest-saha}$ değeri tünelin yapısal analizde dikkate alınan elemanlarının yer aldığı en üst ve en alt kotlar arasında pik serbest-saha zemin deplasmanları kullanılarak belirlenecektir. Derin bir tünel/yeraltı yapı ($Z > 2D$) tasarım hesapları için seçilen γ_{max} değeri hiçbir zaman Denklem 6.1 ile hesaplanan değerden düşük alınamaz. Denklem 6.1'in kullanımında c'_s değeri Denklem 6.4 ve Denklem 6.5 ile uyumlu şekilde saha tepki analizleri sonuçları kullanılarak belirlenebilir.



Şekil 6.2. Tek boyutlu S-dalgası düşey yayılımına dayalı eşdeğer-doğrusal zemin dinamik davranış hesabı kullanımı (Avrasya Tüneli).



Şekil 6.3. Serbest-saha zemin şekilleştirmelerinin hesaplanması için kullanılmış iki boyutlu sonlu eleman yatay ve düşey hareket modelleri (Marmaray Batırma Tüp Tüneli).

6.2. DAİRE KESİTLİ TÜNELLER İÇİN ENİNE HESAP/TASARIM (KAPALI FORM ÇÖZÜM)

Tünel kesiti, düşey olarak yayılan kayma dalgaları (S-dalgaları) varsayımı ile ovalleşme şekilleştirmeleri için hesap edilmelidir. Bu kapsamda, statik yaklaşımlarla bulunan basitleştirilmiş kapalı form denklemlere dayalı hesaplar, belirli kısıtlamalarla, kullanılabilir.

6.2.1 Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınmadığı Durum (A-Tipi Hesap)

6.2.1.1- Tünel kaplamasının etkileyecek deprem talepleri, serbest-saha zemin maksimum kesme birim şekilleştirmesine, γ_{max} , bağlı olarak belirlenen kaplama çapsal birim şekilleştirmenin, $\Delta D/D$, bir fonksiyonu olarak belirlenir. Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durumlarda, tünel kaplamasının çapsal birim şekilleştirmesi aşağıdaki iki limit uygulama ile bulunabilir.

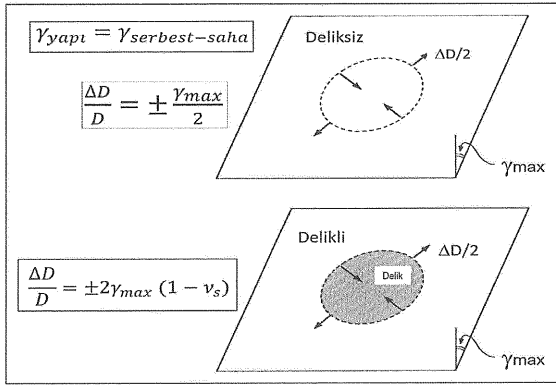
(a) Eğer tünel çevresindeki zeminin kesme şekilleştirmesinin hesaplanmasında, serbest-saha (deliksiz) zemin ortamı kullanılırsa (Şekil 6.4), tünel kaplamasının çapsal birim şekilleştirmesi, $\Delta D/D$, Denklem 6.7 ile verilir.

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (6.7)$$

(b) Eğer zemin ortamına, tünel kazısından (delgisinden) kaynaklanan bir delik (boşluk) yerleştirilirse (Şekil 13), tünel kaplamasının çapsal birim şekilleştirmesi, $\Delta D/D$, Denklem 6.8 ile verilir.

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm 2\gamma_{max} (1 - \nu_s) \quad (6.8)$$

Burada ν_s zemin ortamının Poisson Oranıdır.



Şekil 6.4. Zemin ortamının deliksiz ve delikli durumları için çapsal birim şekil değiştirmeler.

Tünel kaplamasının çapsal birim şekil değiştirmesi, kaplaması yanal rijitliğinin, aynı büyüklükteki zemin ortamı yanal rijitliğine göre çok küçük olduğu durumlarda Denklem 6.8 ile her iki rijitliğin birbirine eşit olduğu durumlarda ise, Denklem 6.7 ile bulunur.

6.2.1.2- Madde 6.2.1.1 kapsamında belirlenmiş çapsal birim şekil değiştirmelerden elde edilen ΔD yer değiştirmelerinin kaplama üzerine uygulanması ile iç kuvvet ve birim şekil değiştirmeler (deprem talepleri) elde edilebilir. Özellikle zemin ortamının, tünelden daha rijit olduğu ve Denklem 6.13 ile tanımlanmış Esneklik Oranı'nın $F_c \geq 20$ olduğu durumlarda ve ön-tasarım (A-Tipi Hesap) için, tünel kaplaması çapsal birim şekil değiştirmesinin Denklem 6.8 tarafından verildiği kabulü ile, tünel kaplamasında (Şekil 6.5.a, T-Yönünde) oluşacak birim şekil değiştirmeler aşağıdaki denklemler vasıtası ile belirlenecektir.

$$\text{Normal kuvvet kaynaklı birim şekil değiştirme: } \varepsilon_T = 3 (1 - \nu_s) \frac{t_l}{r} \gamma_{max} \quad (6.9)$$

$$\text{Eğilme momenti kaynaklı birim şekil değiştirme: } \varepsilon_M = \frac{G'_s}{E_l} (1 - \nu_l^2) \frac{r}{t_l} \gamma_{max} \quad (6.10)$$

Burada:

E_l = Tünel kaplamasının elastisite modülü

ν_s = Zemin ortamının Poisson oranı

ν_l = Tünel kaplamasının Poisson oranı

t_l = Tünel kaplaması kalınlığı

r = Tünel kaplamasının yarıçapı

olmaktadır.

6.2.1.3- Dikdögen kesitli ($b \times t_l$) bir kaplama için (Şekil 6.5.a) birim boy ($b=1$) başına karşı gelen Normal (T) kuvvet ve Moment (M), sırası ile Denklem 6.11 ve 6.12 vasıtası ile verilir. Kesme kuvveti (V), yaklaşık olarak, normal kuvvete eşit alınabilir.

$$T = E_l t_l \varepsilon_T \quad (6.11)$$

$$M = \frac{1}{6} E_l t_l^2 \varepsilon_M \quad (6.12)$$

6.2.2 Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alındığı Durum (B-Tipi Hesap)

Tünel ve diğer daire kesitli kesitli yer altı yapılarının enine hesap ve tasarımında, Denklem 6.7 ve 6.8'in uygulanabileceği özel durumlar dışında, zemin-yapı etkileşimini göz önüne alan kapalı form çözümlerin kullanılması gerekir (B-Tipi Hesap/Tasarım Yöntem).

6.2.2.1- Daire kesitli tünellerde zemin-yapı etkileşiminin tahmini için geliştirilmiş kapalı form çözümler genellikle aşağıdaki varsayımlara dayanır:

- Zemin homojen ve izotropik bir ortamdır.
- Daire kesitli kaplama düzlemsel birim şekildeğiştirme koşulları altında elastik, ince duvarlı bir boru olarak modellenebilir.
- Zemin ve kaplama arasındaki arayüz boyunca “tam kayma” veya “kaymama (kaynaklı olma)” limit koşulları göz önüne alınmıştır.

6.2.2.2- Tünel kaplaması ve zemin ortamı arasındaki etkileşim esasen kaplama ve zemin ortamı arasındaki göreceli yanıl rijitlik oranları tarafından kontrol edilir ve tünel kaplaması-zemin ortamı arayüzünde “tam kayma” veya “kaymama” limit durumları için kapalı form ifadelerle belirlenir. Tünel kaplamasının deprem davranışı, Daire Kesit Sıkışabilirlik Oranı (C_C) ve Daire Kesit Esneklik Oran'larının (F_C) bir fonksiyonudur. Bu oranlar aşağıdaki basitleştirilmiş kapalı form denklemler ile tanımlanır:

$$\text{Daire Kesit Sıkışabilirlik Oranı} \quad C_C = \frac{G_s' (1-\nu_l^2) D}{E_l t_l (1-2\nu_s)} \quad (6.13)$$

$$\text{Daire Kesit Esneklik Oranı} \quad F_C = \frac{G_s' (1-\nu_l^2) D^3}{24 E_l I_l} \quad (6.14)$$

Bu denklemlerde:

G_s' = Zemin ortamının etkin (kesme birim şekildeğiştirmesi ile uyumlu) kesme modülü

E_l = Tünel kaplamasının elastisite modülü

ν_s = Zemin ortamın Poisson oranı

ν_l = Tünel kaplamasının Poisson oranı

t_l = Tünel kaplaması kalınlığı

r = Tünel kaplamasının yarıçapı

D = Tünel kaplamasının çapı

I_l = Tünel kaplamasının, birim boy başına, atalet momenti ($I_l = 1 \times t_l^3 / 12$)

Bu atalet momentinin hesaplanmasında betonarme kaplamalar için “çatlamış kesit” özellikleri kullanılmalıdır.

"n" birleşim elemanlı segmentli bir kaplama için kaplama halkasının enine etkin atalet momenti (I_e) için, özel bir inceleme yapılmadığı takdirde, aşağıdaki ifade kullanılabilir.

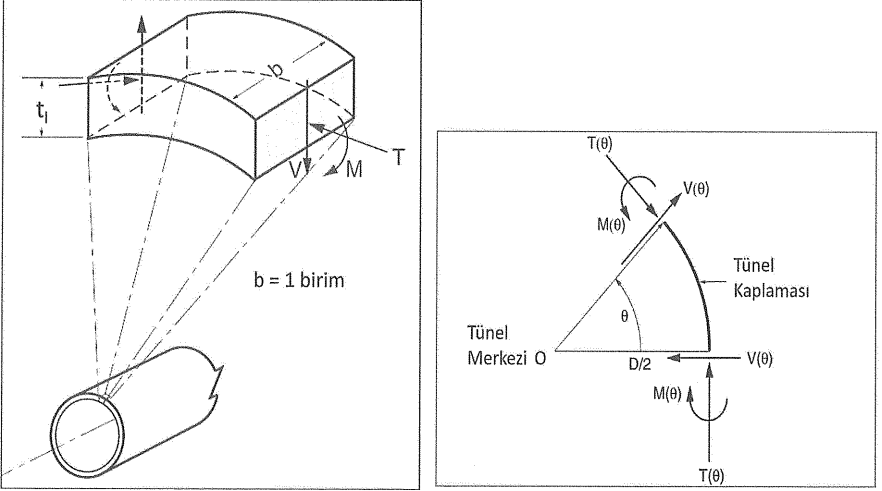
$$I_e = I_j + I_g (4/n)^2 \quad I_e \leq I_g \quad \text{ve} \quad n > 4 \quad (6.15)$$

Burada: I_g = Monolitik (çatlaksız) kaplama atalet momenti

I_j = Kaplama segmenti birleşim elemanının atalet momenti

I_e = Segmentli kaplamanın etkin atalet momenti olmaktadır.

6.2.2.3- Ovalleşme şekil değiştirmesine maruz daire kesitli tünel kaplaması çeperinde oluşacak moment, itme kuvveti (normal kuvvet) ve kesme kuvvetinin şematik gösterimi Şekil 6.5'te sunulmuştur.



Şekil 6.5 a,b. Tünel kaplama kesiti birim boy başına çeper moment ve kuvvetleri

Tünel-zemin arayüzünde “tam kayma” olması durumunda, daire kesitli tünel kaplaması kesitinde meydana gelecek çapsal (diametrik) birim şekil değiştirme ($\Delta D/D$), birim boy başına kaplama çeper momentleri ($M(\theta)$) ve birim boy başına çeper kesme kuvveti ($V(\theta)$) sırası ile Denklem 6.16, 6.17 ve 6.18 ile verilir. Bu moment ve kesme kuvvetinin maksimum değerleri Denklem 6.19 ve 6.20’de verilmiştir.

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{1}{3} K_1 F_C \gamma_{max} \quad (6.16)$$

$$M(\theta) = \pm \frac{1}{12} K_1 G_s' D^2 \gamma_{max} \sin 2\theta \quad (6.17)$$

$$V(\theta) = \pm \frac{1}{3} K_1 G_s' D \gamma_{max} \cos 2\theta \quad (6.18)$$

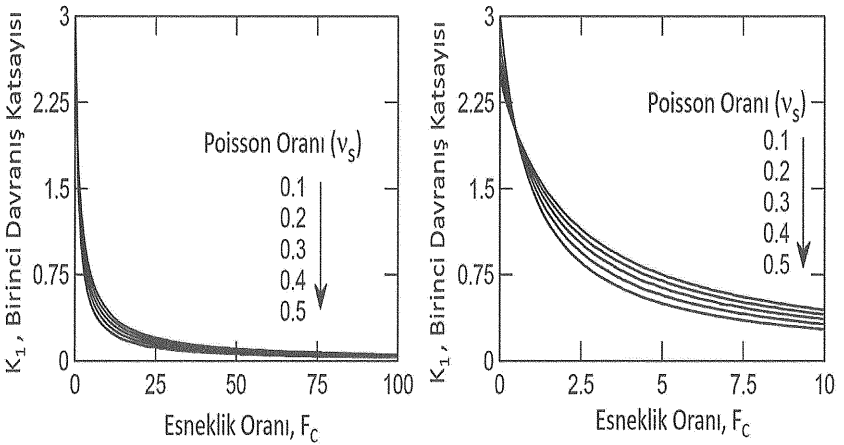
$$M_{max} = \pm \frac{1}{12} K_1 G_s' D^2 \gamma_{max} \quad (6.19)$$

$$V_{max} = \pm \frac{1}{3} K_1 G_s' D \gamma_{max} \quad (6.20)$$

Burada, K_1 , tünel kaplaması birinci davranış katsayısı (veya ovalleşme katsayısı) olarak tanımlanır ve Denklem (6.21) ile ifade edilir.

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_s)}{2 F_C + 5 - 6\nu_s} \quad (6.21)$$

Denklem 6.21 ile ifade edilen, K_1 , tünel kaplaması birinci davranış (ovalleşme) katsayısı ile esneklik oranı (F_C , Denklem 6.14) arasındaki ilişki “tam kaymalı” arayüz ve değişik zemin Poisson oranları için Şekil 6.6’te sunulmuştur.



Şekil 6.6. Tünel kaplaması birinci davranış katsayısı, K_1 , ile esneklik oranı, F_c , arasındaki ilişki

6.2.2.4- Daire kesitli tünel kaplaması çevresinde oluşacak normal kuvvetinin, $T(\theta)$, belirlenmesi için tünel-zemin arayüzünde "kaymama (kaynaklı olma)" durumu göz önüne alınmakta ve kapalı form ifadesi, maksimum değeri ile birlikte, Denklem 6.22 ve 6.23 ile verilmektedir.

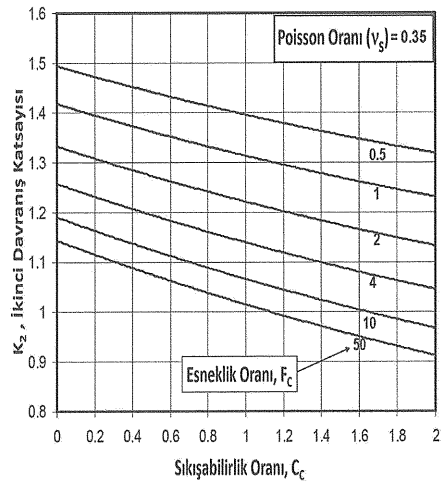
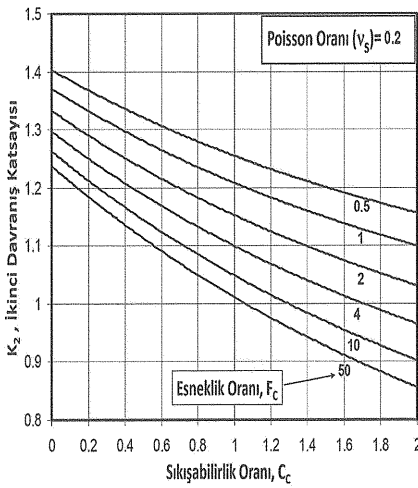
$$T(\theta) = \pm \frac{1}{2} K_2 G'_s D \gamma_{max} \sin 2\theta \quad (6.22)$$

$$T_{max} = \pm \frac{1}{2} K_2 G'_s D \gamma_{max} \quad (6.23)$$

Burada K_2 terimi kaplama ikinci davranış katsayısı olarak adlandırılır ve aşağıdaki denklemle ifade edilir:

$$K_2 = 1 + \frac{F_c[(1-2\nu_s)-C_c(1-2\nu_s)]-0.5(1-2\nu_s)^2 C_c+2}{F_c[(3-2\nu_s)+(1-2\nu_s)C_c]+C_c[2.5-8\nu_s+6\nu_s^2]+6-8\nu_s} \quad (6.24)$$

Denklem (6.24) ile ifade edilen, K_2 , tünel kaplaması ikinci davranış katsayısı ile sıkıştırılabilirlik oranı (C_c , Denklem 6.13) arasındaki ilişki "kaymayan (kaynaklı)" tünel-zemin arayüzü için farklı zemin esneklik oranları (F_c , Denklem 6.14) ve zemin ortamı Poisson oranlarının, ν_s , değişimine göre Şekil 6.7'de sunulmuştur.



Şekil 6.7. Tünel kaplaması ikinci davranış katsayısı (K_2) ile sıkışabilirlik oranı (C_c) arasındaki ilişki.

6.2.2.5- Denklem 6.17, 6.18 ve 6.22’te sunulu moment ve kuvvetler esasen tünel kesiti yatay ekseninden ölçülen açının (θ , Şekil 6.5b) bir fonksiyonu olmaktadır. Ancak, deprem dalgasının, tünel kaplaması en kesit düzlemi içerisinde, herhangi bir yönden gelebileceği göz önünde bulundurularak, birim boy başına enbüyük moment ve kuvvet değerleri (M_{max} , V_{max} ve T_{max}), sırasıyla Denklem 6.19, 6.20 ve 6.23, tasarım amacı ile kullanılacaktır.

6.2.2.6- Eğilme momentinden kaynaklanan maksimum birim şekildeğiştirme (ϵ_M) ve normal kuvvetten kaynaklanan maksimum şekildeğiştirme (ϵ_T) Denklem 6.25 ve 6.26 ile belirlenecektir. Kaplama içindeki maksimum enine birim şekildeğiştirme (ϵ_M) ve (ϵ_T) değerlerinin kareleri toplamının karekökü olarak bulunacaktır.

$$\epsilon_M = \pm \frac{1}{24} t_l K_1 \gamma_{max} G'_s \frac{D^2}{E_l I_l} \quad (6.25)$$

$$\epsilon_T = \pm \frac{1}{2} K_2 \gamma_{max} G'_s \frac{D}{E_l t_l} \quad (6.26)$$

Kaplama atalet momentinin (I_l) hesabında çatlamış betonarme kesit kullanılmalıdır.

6.3. DİKDÖRTGEN KESİTLİ TÜNEL/YERALTI YAPISI İÇİN ENİNE ANALİZ VE TASARIMI (YARI-KAPALI FORM ÇÖZÜM)

6.3.1. Genel Kurallar

6.3.1.1- Dikdörtgen Kesitli Tünel/Yeraltı Yapıları (Aç-Kapa Yapıların) deprem yükleri altında enine hesabı için serbest-saha zemin yerdeğiştirmelerinden kaynaklanacak kesit yamulmasının tahmin edilmesi ve bu yamulmayı sağlayacak yanal yüklerin yapı kesitine uygulanması yöntemi kullanılacaktır. Bu kapsamda, yapı kesitinin yamulma yerdeğiştirmesi ($\Delta_{yapı}$, Şekil 6.8), yapının üst ve alt kotu arasındaki göreceli yanal yerdeğiştirme olarak tanımlanacak ve yapısal sistemdeki kuvvet, moment ve birim şekildeğiştirmeler, bu yamulma yerdeğiştirmenin yapı üzerine uygulanmasını içeren basit bir yapısal çerçeve hesabı ile elde edilecektir (Şekil 6.8).

6.3.1.2- İstinat yapısı gibi davranan, U kesitli sığ aç-kapa tünel/ yeraltı yapılar için, Madde 6.3.1.1 kuralları yerine, “Mononobe-Okabe” yönteminine (TBDY (2018), Bölüm 16.12.2. Toprak Basıncıları) dayalı olarak dinamik zemin basıncı belirlenerek, deprem hesap/tasarımı yapılacaktır.

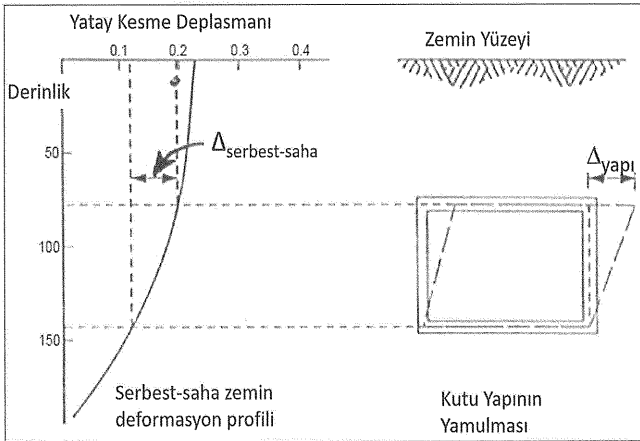
6.3.2. Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınmadığı Durum (A-Tipi Hesap)

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durumlarda, yapı yamulma yerdeğiştirmesi, serbest-saha zemin yerdeğiştirmesine ($\Delta_{serbest-saha}$, Şekil 6.8) eşit olarak kabul edilecektir. Bu kabul sadece, yapı ve zeminin yamulma rijitliğinin benzer olduğu durumlar için de geçerlidir.

Özellikle zemin ortamının tünelle benzer rijitlikte veya daha rijit olduğu ve Denklem 6.30 ile tanımlanmış Dikdörtgen Kesit Esneklik Oranı'nın $F_R < 1$ olduğu durumlarda, A-Tipi Hesap için, yapı yerdeğiştirmesi olarak serbest saha zemin yerdeğiştirmesini ($\Delta_{yapı} = \Delta_{serbest-saha}$) yapı üzerine uygulanmasını içeren basit bir yapısal çerçeve hesabı yapılarak (Şekil 6.11) deprem talepleri elde edilecektir.

6.3.3. Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alındığı Durum (B-Tipi Hesap)

Zemin ve yapı arasındaki görelî rijitliğin dikkate alınmaması konservatif veya konservatif olmayan tasarımlara yol açabilmekte ve rasyonel bir tasarım için zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınması gerekmektedir.



Şekil 6.8. Serbest-saha Zemin Şekildeğiştirme Profili ve Dikdörtgen Kesitli bir Yapının Yamulma Şekildeğiştirmesi

6.3.3.1- Zemin-yapı etkileşimin göz önüne alınması durumunda, yapı yamulma yerdeğiştirmesi Denklem (6.27) ile verilir.

$$\Delta_{yapı} = R \Delta_{serbest-saha} \quad (6.27)$$

Yamulma Katsayısını, R, yapı yamulma yerdeğiştirmesinin, yapı kesitine eş yükseklikteki serbest saha zemin ortamının yerdeğiştirmesine oranı olarak tanımlanır ve yapı ve zemin arayüzünde “kayma” ve “kaymama (kaynaklı)” olma limit durumları için, Esneklik Oranı (F_R) ve zemin ortamı Poisson Oranı (ν_s) cinsinden, Denklem 6.28 ve 6.29 vasıtası ile sağlanır.

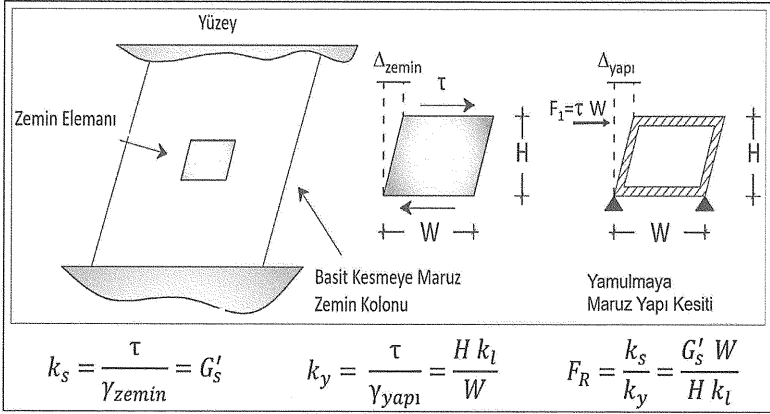
$$\text{Arayüzde “kayma” durumu için} \quad R = \frac{4(1-\nu_s)F_R}{2.5-3\nu_s+F_R} \quad (6.28)$$

Arayüzde “kaymama” durumu için

$$R = \frac{4(1-\nu_s)F_R}{3-4\nu_s + F_R} \quad (6.29)$$

Zemin ve yapı arasındaki göreceli rijitlik “Dikdörtgen Kesit Esneklik Oranı”: (F_R) ile tanımlanır. Esneklik Oranı, F_R , yapı kesiti ile aynı boyuttaki bir zemin elemanının kesme (yamulma) rijitliğinin ($k_s=G'_s$), yapı kesitinin yamulma rijitliğine (k_y) orandır (Denklem 6.30 ve Şekil 6.9).

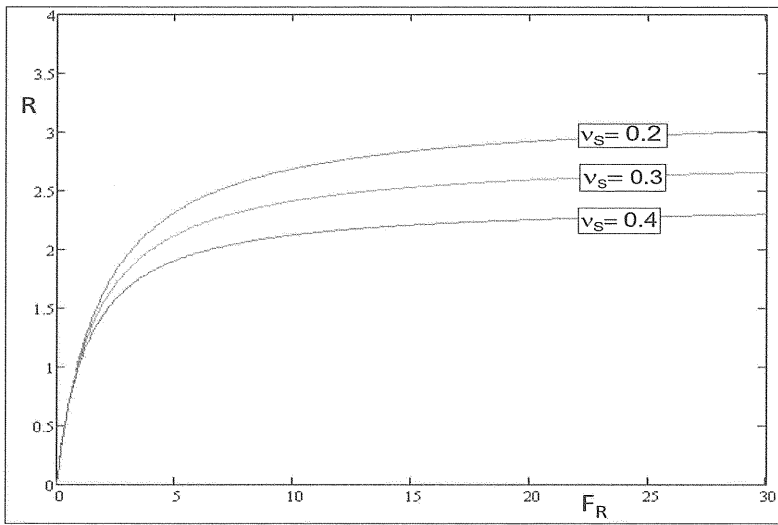
$$F_R = \frac{k_s}{k_y} = \frac{G'_s W}{H k_l} \quad (6.30)$$



Şekil 6.9 Dikdörtgen kesitli alt yapı ve tüneller için esneklik oranının (F_R) tanımı

Burada k_l yapının birim boy başına yanal rijitliği olmaktadır. k_l değerinin belirlenmesi için yapı Şekil 6.9 ve 6.11’de gösterildiği gibi mafsallarla mesnetlenecek ve yapı bünyesinde yer alan tüm yapısal unsurlar yapı modeline dahil edilerek yapısal hesap yapılacaktır. Hesap kapsamında çatlamış kesit rijitlikleri kullanılacaktır.

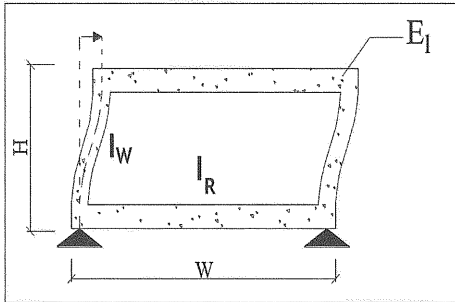
Şekil 6.10’da Arayüzde “Kayma” ve “Kaymama” limit durumlarının (Denklem 6.28 ve 6.29) ortalamasına karşı gelen Yamulma Oranı (R) verilen Esneklik Oranı (F_R) ve zemin ortamı Poisson Oranları (ν_s) için Şekil 6.10’da sunulmuştur. Bu şekil sayısal analizlere dayalı olarak elde edilmiştir. Arayüzde “Kayma” limit durumuna karşı gelen Yamulma Oranları, küçük Poisson oranları için “Kaymama” limit durumuna karşı gelen Yamulma Oranları’ndan yaklaşık %4 daha büyüktür. Daha büyük Poisson Oranları için bu fark kapanmakta ve her iki Yamulma Oranı birbirine eşit olmaktadır.



Şekil 6.10. Yamulma katsayısı (R) ortalama değeri ve dikdörtgen kesit esneklik oranı (F_R) arasındaki ilişki.

6.3.3.2- Üst ve alt döşeme plakasının birim boy başına atalet momentinin, I_R , ve her iki yan duvar plakasının birim boy başına atalet momentinin, I_W , olduğu, H yüksekliğinde ve W açıklığında tek gözlü bir yapı için Esneklik Oranı, F_R , Denklem 6.31 ile verilir (Şekil 6.11).

$$F_R = \frac{G'_s}{24 E_I} \left(\frac{W H^2}{I_W} + \frac{W^2 H}{I_R} \right) \quad (6.31)$$



Şekil 6.11. Tek gözlü dikdörtgen kesitli basit bir yapı kesiti

6.3.3.3- Esneklik Oranının aldığı değer, yapıda beklenen deprem kaynaklı gerilme (zorlanma) seviyeleri ile yakından ilişkilidir.

- $F_R \rightarrow 0$ Yapı zemin ortamına göre çok rijittir. Yamulma Katsayısı geçerli bir değer sağlayamaz ve sayısal hesap/tasarım yöntemlerinin kullanılması gerekir
- $F_R < 1$: Yapı zemin ortamına göre daha rijittir, bu nedenle yapısal şekildeğiştirme seviyesi serbest saha zemin şekildeğiştirme seviyesinden daha küçük olacaktır.
- $F_R = 1$: Yapı ve çevredeki zemin aynı seviyede rijitliğe sahiptir. Bu nedenle tünel kesiti, serbest saha zemin şekildeğiştirmesini izleyecektir.
- $F_R > 1$: Zemin ortamı yapıdan daha rijittir. Yapı şekildeğiştirmesi serbest saha zemin şekildeğiştirmesine kıyasla daha büyük olabilir.

- $F_R \rightarrow \infty$: Yapının rijitliği zemine göre çok küçüktür. Yamulma Katsayısı yaklaşık olarak $R=4$ ($1-\nu_s$) ifadesi ile verilebilir. Bu durumda, yamulma oranı iki ve üç arasındaki değerlere ulaşabilir.

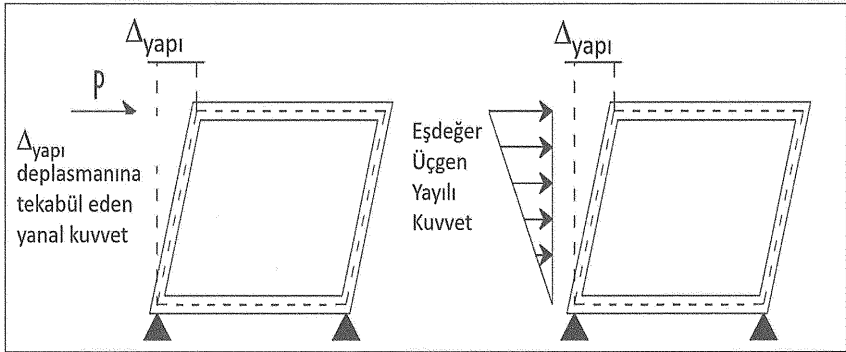
6.3.3.4- Yapı üzerindeki deprem taleplerinin belirlenmesi için aşağıdaki süreç adımları kullanılacaktır.

Adım 1- Zemin ortamında düşey olarak yayılan kayma dalgalarının (S-dalgaları) yayılımına dayalı tünel seviyesindeki serbest-saha zemin maksimum kesme birim şekildeğiştirmesinin, γ_{max} , ve serbest saha zemin ortamını kesme yerdeğiştirmesinin ($\Delta_{serbest-saha}$) Bölüm 6.1'de sunulu yöntemlerle tahmin edilmesi.

Adım 2: Dikdörtgen kesitli yapı çerçevesinin yapısal hesabı ile yapının birim boy başına yanal rijitliğinin, k_l belirlenmesi. Yapı modeli Şekil 6.9 ve 6.11'de gösterildiği şekilde mesnetlenecek ve yapıda yer alan tüm yapısal unsurlar modele dâhil edilecektir. Çatlamış kesit rijitlikleri kullanılacaktır.

Adım 3: Denklem 6.19 veya 6.20 kullanılarak bulunacak yamulma katsayısının (R) en büyük değeri kullanılarak, yapı yamulma yerdeğiştirmesinin ($\Delta_{yapı}$) belirlenmesi.

Adım 5: $\Delta_{yapı}$ yerdeğiştirmesine karşı gelen yanal tekil (veya yayılı) kuvvetin yapı kesitine uygulanarak, iç kuvvetler ve birim şekildeğiştirmeler cinsinden, deprem talebinin belirlenmesi (Şekil 6.12)



Şekil 6.12. Basit çerçeve hesap modeli (a) tekil kuvvet, (b) üçgen yayılı kuvvet

6.3.4 Yanal ve Düşey Zemin Deprem Basıncı ve Hidrodinamik Basıncılar

6.3.4.1- Dikdörtgen kesitli tünel veya gömülü yapının etrafındaki zemin ortamına nazardan daha rijit olduğu durumlarda (Esneklik Oranı, $F < 1$) yapı duvarlarının dinamik zemin basıncına göstereceği dayanımın kontrol edilmesi gerekir. Deprem kaynaklı dinamik yatay zemin basınçları, duvarlara etkileyen statik zemin basınçlarına ilave olarak uygulanır (Şekil 6.13).

Siğ yeraltı yapıları (yapı üzerindeki zemin tabakası kalınlığının yapı yüksekliğinin yarısından daha az olduğu durumlar) ve özellikle, Esneklik Oranı (F_R) değerinin 1'in altında olduğu ($F_R \leq 1.0$) durumlar için yapı duvarlarına etki edecek zemin basınçları belirlenmeli ve yapı tasarımı tahkik edilmelidir.

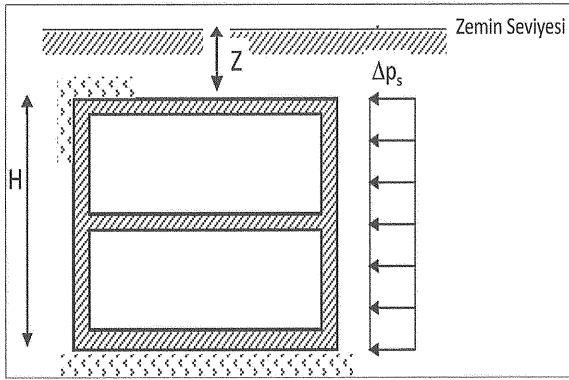
U kesitli yeraltı yapıları dışında kalan Dikdörtgen Kesitli Tünel/Yeraltı Yapı duvarları üzerine etki edecek dinamik (deprem kaynaklı) ek zemin basıncı, Δp_s (kN/m^2), duvar yüksekliği boyunca düzgün yayılı olarak etki ettirilecektir.

6.3.4.2- Yapı üzerindeki zemin tabakası kalınlığının (Z) ve yapı yüksekliğine (H) oranının ($Z/H \leq 0.5$) olduğu durumlar için, dikdörtgen kesitli tünel veya gömülü yapı duvarına etkiyen ek yanal zemin basıncı Denklem 6.32 ile belirlenecektir.

$$\Delta p_s = 0.4 S_{DS} \sigma_{H+Z} \quad (6.32)$$

Burada, S_{DS} zemin yüzeyinde tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını, σ_{H+Z} ise yapının zemin kotunda doğal jeolojik basıncı göstermektedir. Madde 6.3.4.4 kapsamında dinamik su basıncının hesaplanması ve yapıya ayrıca etki ettirilmesi durumunda, bu jeolojik basınç efektif olarak hesaplanacak, diğer durumda toplam jeolojik basınç olarak kullanılacaktır. Birim ağırlığını (N/m^3), H (m) yapı yüksekliğini ve Z (m) yapı üzerindeki zemin tabakası kalınlığını göstermektedir.

Tahrik için, Zemin Şekilleştirme (Yamulma) Metodu ile bulunan yükler, Dinamik Zemin Basıncı ile birleştirilmemelidir.



Şekil 6.13. Yanal Zemin Deprem Basıncı

6.3.4.3- Dikdörtgen kutu şeklinde yapılar için düşey deprem hareketlerin etkisi dikkate alınacaktır. Düşey deprem katsayısı ile statik tasarımda kullanılan düşey zemin ve sürşarj yüklerinin çarpılması ile elde edilen, eşdeğer düşey bir statik kuvvetin uygulanması ile bu talep hesaplanabilir.

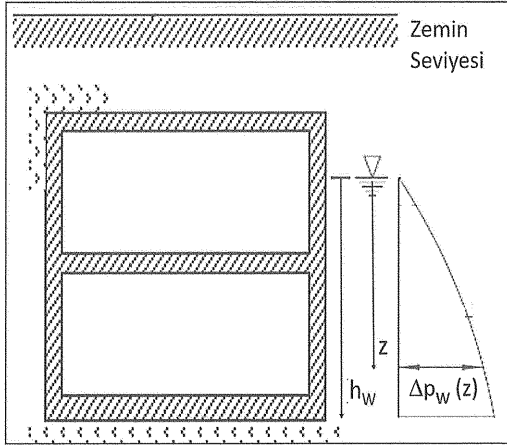
Tünel üzerindeki toprak dolgu kütleindeki düşey deprem hareketlerinde kaynaklanan düşey deprem kuvvetleri aç ve kapa tünelin üst döşemesine uygulanabilir. Sığ bir tünel üzerindeki zemin dolgusundan gelecek düşey deprem yükü, dolgu zemin kütleinin düşey pik ivme ile çarpılmasıyla elde edilir. Düşey deprem katsayısı, yatay tasarım deprem ivmesinin $2/3$ 'ünün yer çekimi ivmesine (g) bölünmesi ile elde edilebilir.

Yapı duvarların ve tavan döşemesinin dayanım kapasitesinin deprem (ve statik) zemin basınçları açısından kontrolü için hesap gerekir. Bu hesap için kullanılan yüklere, tavan döşemesi ağırlığı ölü ve eylemsizlik kuvvetleri ile duvarlardaki eylemsizlik kuvvetleri eklenmelidir.

6.3.4.4- Geçirimli (kohezyonsuz) zeminlerde, yeraltı yapısı duvarlarına etki edecek depremden kaynaklı, hidrostatik basınca ek olarak göz önüne alınacak dinamik su basıncı (Δp_w) Westergaard yöntemi kullanılarak Denklem 6.33 ile verilir (Şekil 6.14). Burada, h_w , yapı tabanından ölçülen su yüksekliği ve ρ_w suyun birim ağırlığıdır. Bu zeminler için seçilen mukavemet değerleri drenajlı davranış kabulü ile tutarlı olmalı, zemin ve su basınçları hesapları efektif gerilme analizi doğrultusunda ayrı ayrı hesaplanmalı, depremde su

basınçlarının değişimi ayrıca değerlendirilerek yapıya tesir ettirilmelidir. Daha düşük geçirimli ve geçirimsiz zeminlerde ise, toplam gerilme hesabında drenajsız zemin parametreleri kullanılır ve ayrıca dinamik su basıncı eklenmez.

$$\Delta p_w(z) = (7/8) (0.4 S_{DS}) \rho_w (h_w z)^{1/2} \quad (6.33)$$



Şekil 6.14. Hidrodinamik Basıncı

6.4. SAYISAL ANALİZ/TASARIM YÖNTEMLERİ

6.4.1. Genel Kurallar

Yeraltı yapılarının enine deprem davranışının (yani, daire kesitli tüneller için ovalleşme ve dikdörtgen tüneller için yamulma) hesabı için 6.4 ve 6.5 Maddelerinde açıklanmış analitik çözümler aşağıdaki ideal koşul ve varsayımlara dayalı olarak geliştirilmiştir:

- Yeraltı yapıları, ovalleşme davranışı için daire veya yamulma davranışı için dikdörtgen enkesit geometrisine sahiptir.
- Yeraltı yapısı çevresindeki zemin ortamı düzgün (uniform) ve izotropiktir.
- Yeraltı yapısının derinliği, deprem dalgalarının zemin yüzeyinden yansıma/kırılmalarının ihmal edilmesini sağlayacak mertebededir.
- Zemin ortamına sadece tek bir yeraltı yapısı mevcuttur. Yakın konumda bulunan diğer yeraltı veya yerüstü yapı(lar) ile bir etkileşim yoktur.

Sahada, yeraltı yapıları için karşılaşılan gerçek zemin-yapı sistemi, yukarıda tanımlanan ideal koşullardan daha karmaşık olduğu durumlarda ve C-Tipi hesap için sayısal metotların kullanılmasını gerektirir. Sayısal hesaplar, özellikle yüksek bir deprem tehikese maruz çok önemli bir tünel yapısının tasarımı için (C-Tipi hesap) uygulanmalıdır.

Bu durumda, ovalleşme / yamulma hesapları için: zemin ortamının-yay modellemesine dayalı hesabı yöntemi veya zemin-yapı etkileşimini içeren iki boyutlu sonlu eleman/sonlu fark (sürekli ortam hesabı) yöntemi kullanılmalıdır. Kullanılan sayısal model, zemin ortamı özelliklerinin derinlikle değişimini, deprem yer hareketi girdilerini ve zemin-yapı etkileşimini uygun bir şekilde ele almalıdır.

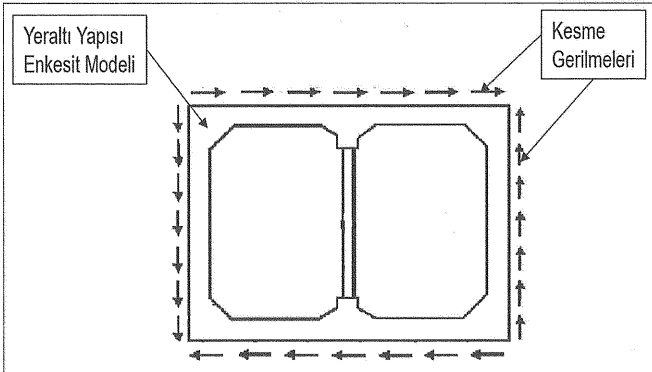
6.4.1.1- Ovalleşme/yamulma şekildeğiştirmesine maruz kalan tünel kesitinin, sayısal modellendirilmesinde aşağıdaki hususlar dikkate alınacaktır:

- Enine ovalleşme/yamulma hesabı için, yeterli bir sayısal modelleme yaklaşımı olarak genellikle iki boyutlu sonlu elemanlar veya sonlu fark sürekli ortam hesap yöntemi kullanılır. Kullanılan sayısal hesap yönteminde, zemin ortamı özelliklerinin derinlikle değişimini ve deprem yer hareketi girdilerini uygun bir şekilde ele alma ve zemin-yapı etkileşimi etkilerini değerlendirme yeteneği olmalıdır.
- Gerilme birikimi ve yapı davranışı üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi için, yeraltı yapısı kesitinde yer alan duvar ve kaplamalar modele dâhil edilmelidir.
- Özellikle tünel kaplama derzlerinin açılma ve kapanmaya karşı uygun şekilde bağlanmadığı (tasarlanmadığı) durumlarda, kaplama eklemelerinin davranışları modellenmelidir. Kuvvet ve şekildeğiştirmeler, sadece kaplama veya kaplama segmentlerinde değil, aynı zamanda derzler için de değerlendirilmelidir.
- Zemin ortamının dinamik özellikleri, geoteknik profil ve birim şekildeğiştirme seviyeleri dikkate alınarak modellenmelidir.
- Yeraltı yapısının ataletinin, içinde yer aldığı zemin ortamına kıyasla küçük olduğu durumlarda, deprem davranış hesabının eşdeğer-statik veya eşdeğer-dinamik yöntemle yapılması (yani maksimum yerdeğiştirme veya değişik zaman adımlarındaki yerdeğiştirmelerin zemin-yapı sistemine statik olarak uygulanması) mümkündür.
- Hesaplar, serbest-saha zemin şekildeğiştirmelerinin zemin-yapı sistemine statik olarak uygulandığı eşdeğer-statik yöntem kullanılarak gerçekleştirilebilir. Bu durumda, serbest saha zemin şekildeğiştirmeleri, düşey yayılan deprem kayma dalgası (S-Dalgası) kabulüne dayalı zemin dinamik deprem davranışı hesapları ile belirlenmelidir
- Elastik hesaplar, ancak yapısal davranışın elastik sınırlar içinde kaldığı durumlar için kabul edilebilir. Yapısal davranışın elastik sınırların dışına çıktığı durumlarda, doğrusal olmayan hesap yapılması gerekir.
- Tüm bu hesaplar için ölü yüklerin daha önce yeraltı yapısı üzerine etkililmiş olması gerekir.

6.4.2. Basitleştirilmiş Eşdeğer-Statik Hesap Yöntemi

Bu yöntemin kullanmasına yönelik aşamalar aşağıda özetlenmiştir:

- S-dalgası düşey yayılımına dayalı, tek boyutlu serbest saha zemin deprem davranış hesabı yaparak tünelin taban kotunda en yüksek kesme gerilmesi hesaplanır.
- Bu kesme gerilmesi tünel kesitinde uzun yönde etki edecek şekilde uygulanır. Diğer dik yönde oluşan kesme gerilmelerinin tesiri ile ise statik dengeyi sağlayacak şekilde (Şekil 16.15) veya bu yaklaşımla tutarlı destekler kullanılarak uygulanır.



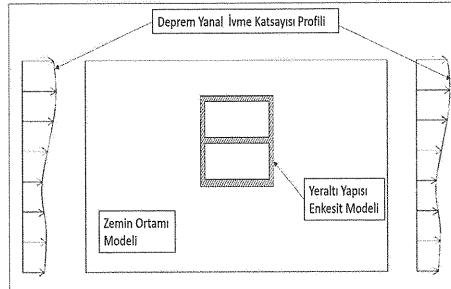
Şekil 6.15. Basitleştirilmiş Eşdeğer-Statik Hesap Yöntemi

6.4.2 Eşdeğer-Statik Deprem Katsayısı Yöntemi

6.4.2.1- Eşdeğer-statik deprem katsayısı şekildeğiştirme yönteminde zemin şekildeğiştirmeleri, ivme katsayıları (deprem yer hareketi yatay ivmesinin yer çekimi ivmesine (g) bölünmesi ile elde edilen değer) vasıtası ile üretilir ve hesap için sonlu elemanlar / sonlu farklar modeli kapsamında kullanılır. İvme katsayıları, tek boyutlu, serbest saha zemin deprem davranış hesabı ile belirlenir. Eşdeğer statik deprem katsayısı yaklaşımı dinamik bir hesap değildir ve bu nedenle ivmenin zamanla değişimini içermez.

6.4.2.2- Bu yöntemin kullanmasına yönelik aşamalar aşağıda özetlenmiştir:

- S-dalgası düşey yayılımına dayalı, tek boyutlu serbest saha zemin deprem davranış hesabı yapılarak en büyük yer ivmesinin derinlikle değişim profili bulunur.
- Zemin-yapı ortamının iki boyutlu sonlu elemanlar/farklar modelini hazırlanır. Modellenen ortamın yanal boyutları, sınır etkilerinden etkilenmeyecek uzaklıkta alınmalı veya özel sınır elemanları kullanılmalıdır. Zemin ortamı sonlu elemanlar ve yeraltı yapı veya çerçeve elemanları ile modellenebilir. Modelin yan sınır şartları tüm yatay şekildeğiştirmeler için serbest, ancak düşey hareketler için engelleyici olmalıdır. Bu sınır şartları oldukça yatay tabakalanmış zemin ortamı ve düşey yayılan kayma dalgaları (S-dalgaları) için yeterlidir.
- İki boyutlu modelleme için, tek boyutlu hesap sonucunda bulunan, birim şekildeğiştirme uyumlu, zemin kesme katsayıları kullanılmalıdır.
- En büyük yatay ivme katsayısının derinlikle değişim profilinin zemin -yapı ortamı modeline uygulanması ile yatay yönde atalet kuvvetleri yaratılarak, eşdeğer statik bir yaklaşımla, deprem hesabı yapılır (Şekil 6.16).

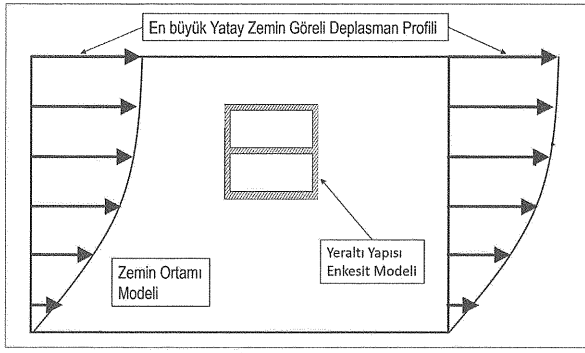


Şekil 6.16. Eşdeğer-Statik Deprem Katsayısı Şekildeğiştirme Yöntemi için kullanılan modelin şematik görünümü

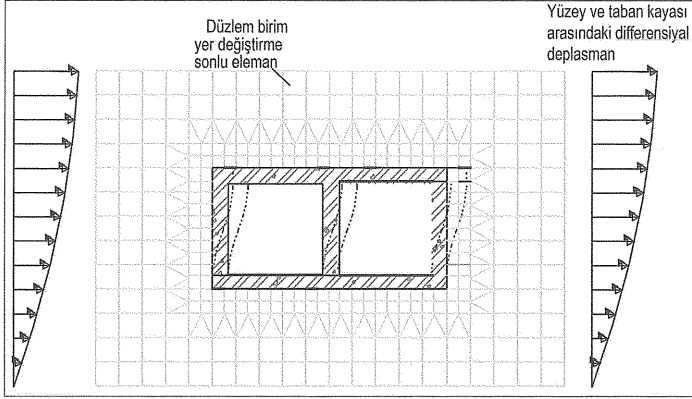
En büyük yer ivmesinin derinlikle değişim profilinin kullanılması yerine, daha basit bir yöntem olarak:

- S-dalgası düşey yayılımına dayalı, tek boyutlu serbest saha zemin deprem davranış hesabı ile yeraltı yapısının taban kotunda en büyük kesme gerilmesi bulunur.
- İçinde yapının bulunmadığı iki boyutlu zemin ortamı modelinde bu kesme gerilmesini sağlayan (sabit) eşdeğer yatay ivme katsayısı hesaplanır.
- Hesaplanmış bu eşdeğer yatay ivme katsayısının, iki boyutlu zemin-yapı ortamı modeline uygulanması ile yatay yönde atalet kuvvetleri yaratılarak deprem hesabı yapılır.

Benzer şekilde, S-dalgası düşey yayılımına dayalı, tek boyutlu serbest saha zemin deprem davranış hesabı yapılarak elde edilen enbüyük göreceli yatay zemin yerdeğiştirmesinin derinlikle değişimi profilinin, statik bir yaklaşımla, iki boyutlu zemin-yapı ortamı modeline uygulanması vasıtası ile deprem hesabının yapılması da mümkündür (Şekil 6.17, 6.18)



şekil 6.17. Model sınırlarına enbüyük görelî yatay zemin yerdeğiştirmesinin derinlikle değişimi profili uygulanmasının şematik görünümü



şekil 6.18. Model sınırlarına enbüyük görelî yatay zemin yerdeğiştirmesinin derinlikle değişimi profili uygulanması için bir örnek

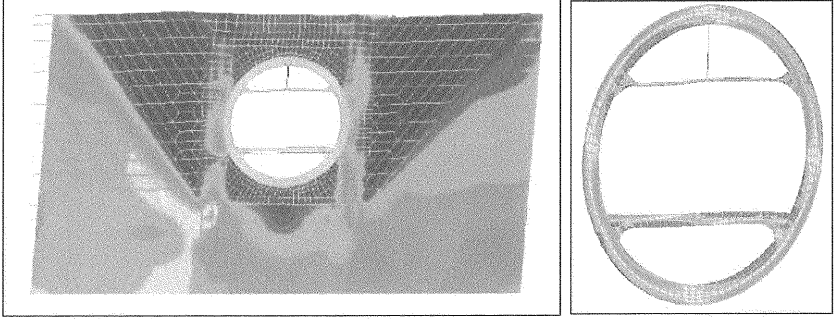
6.4.3. Eşdeğer-Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi

6.4.3.1- Tek boyutlu düşey yayılan S-dalgalarının dayalı serbest saha zemin deprem davranış hesabı sonucu zaman tanım alanında (belirli zaman adımları için) hesaplanmış yatay zemin yerdeğiştirmeleri düşey profili, iki boyutlu tüm zemin-yapı sonlu elemanlar/farklar modeline, aynı zaman adımları için statik olarak (atalet kuvvetlerinin ihmal edilmesi ile) uygulanarak deprem talepleri elde edilir. Gerekli durumlarda yapının doğrusal olmayan davranışı da dikkate alınmalıdır.

6.4.3.2- Bu yöntemin kullanmasına yönelik genel prosedür aşağıda özetlenmiştir:

- Tek boyutlu serbest saha davranış hesabı yapılarak (rn. Eşdeğer doğrusal yöntem kullanılarak) en büyük yatay yer hareketi dağılımının düşey profili belirlenir.
- Zemin-yapı ortamının iki boyutlu sonlu elemanlar (veya sonlu farklar) modeli kurulur. Modellenen ortamın yanal boyutları sınır etkilerinden kaçınacak büyüklükte (genişlikte) alınmalıdır. Zemin ortamı sonlu elemanlar ve yapı da katı elemanlar veya erve elemanları ile modellenebilir. Yan kenar sınır şartları tüm yatay şekildeğiştirmeler için serbest, ancak düşey hareketler için engelleyici olmalıdır. Bu sınır koşulları, olduğca yatay tabakalanmış zemin ortamı ve düşey yayılan kayma dalgaları (S-dalgaları) için geçerlidir.

- İki boyutlu hesap kapsamında, tek boyutlu zemin dinamik davranış hesabı sonucunda bulunan birim şekildeğiştirmeler ile uyumlu, zemin kesme katsayıları kullanılmaktadır.
- Tek boyutlu zemin dinamik davranış hesabı neticesinde elde edilmiş yatay yer hareketinin derinlikle değişimi profili, eşdeğer statik bir yaklaşımla, iki boyutlu zemin-yapı ortamı modeli sınırına her bir zaman adımı için uygulanarak hesap yapılır (Şekil 6.19).

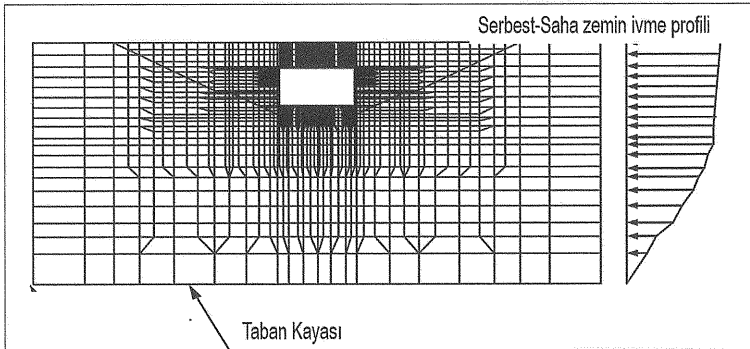


Şekil 6.19 Eşdeğer-Dinamik Zaman Tanım Alanı Hesabı için kullanılan iki boyutlu sonlu eleman modeli örneği.

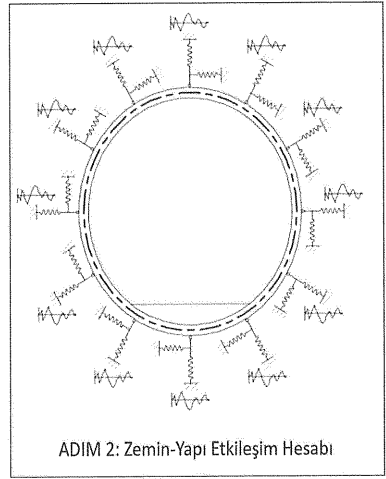
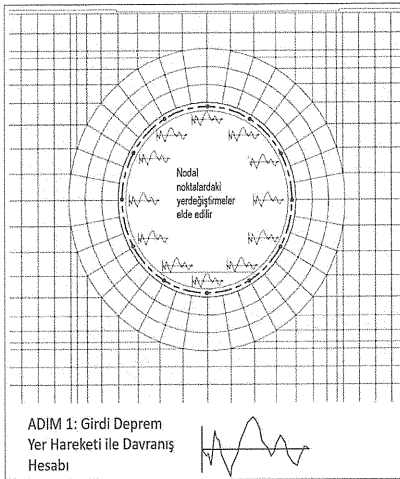
6.4.4. Ayrık Eşdeğer-Dinamik Zaman Tanım Alanı Hesabı Yöntemi

6.4.4.1- Eşdeğer-Dinamik Zaman Tanım Alanı Hesabı Yöntemi'nin, yapının zemin ortamından ayrılarak (bağılantısız olarak) uygulanması da mümkündür. Bu yöntemde, delikli (yapı kısmı boşaltılmış) zemin ortamında, boşluk sınırlarında belirlenmiş noktalarda (node), deprem etkisi altında oluşacak iki boyutlu deprem yerdeğiştirmeleri hesaplanır (Şekil 6.20, 6.21a ve 6.22a). Bu yerdeğiştirmelerin hesaplanması için iki boyutlu düzlem birim şekildeğiştirme, sonlu eleman/farklar hesap yöntemi kullanılabilir.

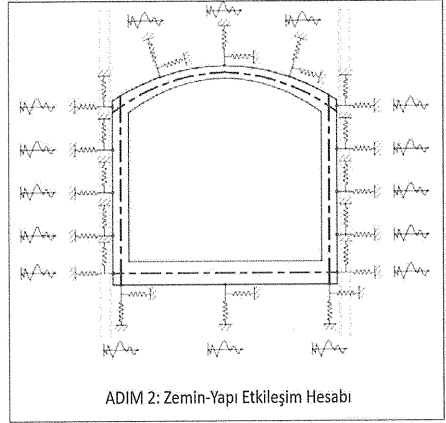
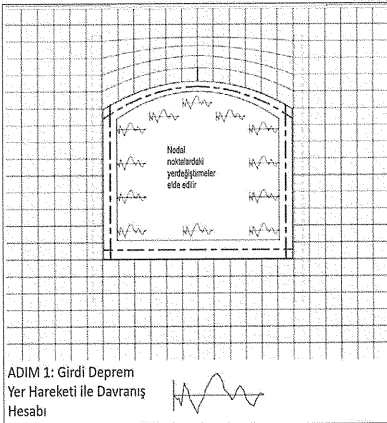
6.4.4.2- Zemin ortamı modellemesinde kullanılan zemin özellikleri birim şekildeğiştirmelerle uyumlu olmalıdır. Yapı-zemin arayüzündeki belirlenmiş noktalarda elde edilen iki boyutlu yerdeğiştirmeler, koordinat transformasyonu ile arayüze teğet ve dik (normal) yöndeki yerdeğiştirmelere dönüştürülür. Tünel/yeraltı yapısı boşluğu arayüzü sınırlarında elde edilmiş olan bu yerdeğiştirmeler yapı modeli üzerine zemin yayları vasıtası ile uygulanır ve yapı davranışının hesabı yapılır (Şekil 6.21b ve 6.22b). Yapı-zemin arayüzü üzerinde oluşabilecek açılma (ayrılma) ve sıyrılmalar (kaymalar) bu zemin yayları özelliklerine yansıtılmalıdır.



Şekil 6.20. Marmaray Tüneli örneği



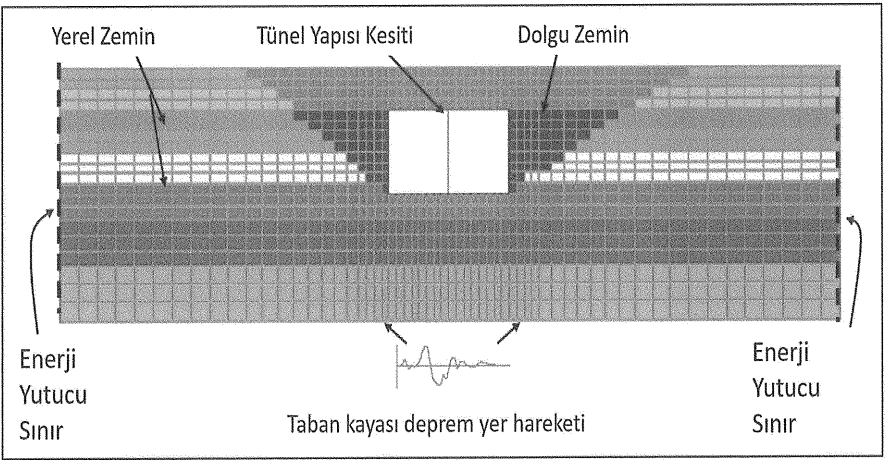
Şekil 6.21 a ve b. Daire kesitli bir tünel için Ayırık Eşdeğer-Dinamik Zaman Tanım Alanı Hesabı Yöntemi Örneği



Şekil 6.22 a ve b. Atnalı kesitli bir tünel için Ayırık Eşdeğer-Dinamik Zaman Tanım Alanı Hesabı Yöntemi Örneği

6.4.5 Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap

6.4.5.1- Tünel yapısı ve zemin ortamı atalet etkilerinin kıyaslanabilir durumda olduğu ve kritik önem arz eden yeraltı yapıları kullanılmalıdır. Zaman tanım alanında yapılacak bu dinamik hesap için iki boyutlu zemin-yapı modelinin tabanına, uygun bir şekilde üretilmiş deprem yer hareketi uygulanır. Bu deprem hareketi, zemin serbest yüzü için belirlenmiş davranış spektrumu uyumlu deprem yer hareketinin model tabanı arayüzüne dekonvolüsyonu ile belirlenir. Kurulacak modeldeki sınır şartlarının dalga yayılımı enerjisini yutacak şekilde olması gerekir. Şekil 6.23'de Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap yöntemi uygulanmış bir batırma tıp tünel enkesit hesap modeli örnek olarak sunulmuştur.



Şekil 6.23. Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap yöntemi uygulama örneği

6.4.5.2- Üç boyutlu sonlu elemanlar veya sonlu farklar modelleri kullanılarak zaman tanım alanında yapılan dinamik hesap, en gelişmiş ve kapsamlı deprem davranış hesabı ve tasarım yöntemidir. Bu yöntemle tünel/yeraltı yapısı hem enine hem de boyuna yönlerde, karmaşık zemin ortamı geometrisi de dikkate alınarak, modellenebilir ve hesap edilebilir. Bu yöntemde, zemin-yapı etkileşimi doğrudan göz önüne alınmaktadır. Deprem yer hareketinin uygulanmasında her hareketinin mekânsal değişimi göz önüne alınmalıdır. Uygun bünye denklemleri kullanılarak, yapının, zemin ortamının ve zemin-tünel ara yüzünün doğrusal olmayan davranışı dikkate alınır.

6.5. DÜŞEY ŞAFT YAPILARININ ENİNE ANALİZ/TASARIMI

6.5.1- Düşey shaft yapılarının tasarımı için birincil deprem etkisi, düşey olarak yayılan kayma dalgalarına dayalı zemin kesme birim şekildeğiştirmelerinden kaynaklanan kaplama eğrilikleri ve kesme kuvvetleridir. Kuvvetler ve şekildeğiştirme talepleri, shaftların, derin, yumuşak alüvyonlar içinde yer adlığı veya keskin rijitlik kontrastı olan iki zemin (veya jeolojik) tabakayı kesmesi durumlarında özellikle kritik olmaktadır.

6.5.2- Düşey yayılan kayma dalgaları nedeniyle shaft yapıları üzerindeki zemin kesme gerilmelerinin etkilerini değerlendirmek için kullanılan genel yaklaşım aşağıda özetlenmiştir:

(a)-Serbest-saha zemin kesme şekildeğiştirmesi profilini Madde 6.1'de açıklanmış yöntemleri kullanarak elde edin. A-Tipi hesap için Madde 6.1.2 ve 6.1.3'de kapsanmış hesap yöntemleri kullanılabilir. B- ve C-Tipi hesap için, kesme deformasyonunun mutlak değerlerinin zarfının (en yüksek değerinin) derinlikle değişimi (profili), temel kayasından (veya çok sağlam taban katmanından) zemin yüzeyine doğru düşey olarak yayılan S-dalgalarına dayalı 1D eşdeğer doğrusal veya doğrusal olmayan zemin davranış hesabı ile elde edilir (Madde 6.1.4'de kapsanmış hesap yöntemi).

(b)- A- ve B-Tipi hesap için maksimum serbest-saha zemin kesme birim şekildeğiştirmesini shaft yapısı üzerinde doğrudan uygulayarak deprem taleplerini belirlenir.

(c)- C-Tipi hesap için, zemin-yapı etkileşim hesabında kullanılacak, değişken zemin rijitliğini ve mukavemetini temsil etmek üzere shaft yapısı boyunca yerleştirilecek, enine zemin yay konum ve katsayılarını (impedans fonksiyonlarını) belirlenir.

(d)- (a) aşaması kapsamında belirlenmiş shaft üst kotu (genellikle zemin yüzeyi) ve shaft tabanı arasındaki kesme deformasyon profili kullanılarak shaft tabanından zemin yüzeyine kadar görelî

yatay yer değiştirme profili hesaplanır. Bu yer değiştirme profili statik olarak şaft yapı modeline zemin yayları vasıtası ile uygulanarak şaft üzerindeki deprem tesirleri hesaplanır.

(e)- Kullanılan hesap tipine bağlı olarak, (c) ve (d) aşamasında belirlenmiş deprem talepleri, Madde 4.2.2'de sunulu birleştirme yöntemleri kullanarak deprem dışı etkilerle birleştirilir, tasarımı ve değerlendirme süreçlerini gerçekleştirilir.

BÖLÜM 7 – ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN VE DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN DAVRANIşININ BELİRLENMESİNE İLİşKİN KURALLAR

Tünel güzergâhı boyunca ve diğer altyapılar için yerel jeolojik ve zemin ortamı özelliklerinin ve deprem etkisi altındaki davranışlarının belirlenmesine ilişkin kurallar, “Geoteknik Konular Raporu” başlıklı doküman kapsamında belirlenmiş özel hususlar haricinde, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY,2018, Bölüm 16 – Deprem Etkisi Altında Temel Zemin ve Temellerin Tasarımı İçin zel Kurallar) Maddesi gereğince belirlenecektir.

BÖLÜM 8 – KALICI ZEMİN HAREKETLERİ İÇİN ANALİZ VE TASARIM

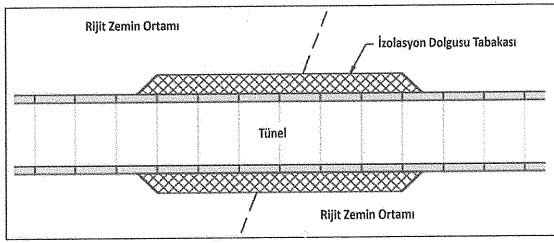
Zemin yenilmeleri ve kalıcı şekildeğiştirmeler sıvılaşma, heyelan, göçme ve fay atımlarından kaynaklanır. Tünel ve diğer yeraltı yapıları, genellikle 5 cm mertebesinde yerdeğiştirmeler karşısında yerel hasara uğrarlar. Kalıcı toplam ve diferansiyel şekildeğiştirmelerinin küçük boyutta olması durumunda tünel/yeraltı yapısının tasarımı bu şekildeğiştirmelerine direnecek klasik bir statik hesap ve tasarıma indirgenir. Ancak, tünel inşa maliyeti yüksek olabilir.

Büyük ve/veya kalıcı zemin şekildeğiştirmelerine karşı koymak için yeterli dayanım veya sneliğe sağip bir tünel kaplamasının veya yeraltı yapısının tasarlanması genel olarak mümkün değildir.

8.1. FAY HAREKETLERİ

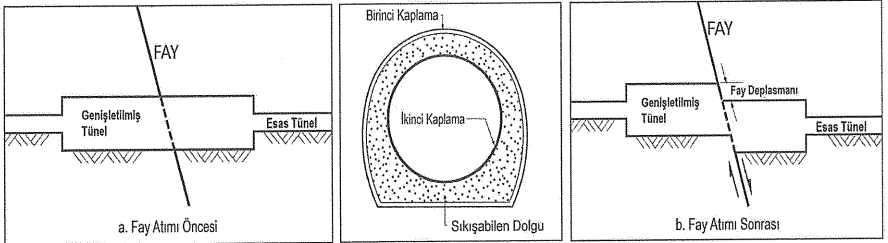
Aktif bir fayın tünel güzergâhını kesmesi durumunda, fay yırtılması ve atımı tehlikesi vardır. Bu tür yerdeğiştirmeler, 10 cm'den 10m'ye kadar uzanabilir ve birçok durumda, dar bir alanda yoğunlaşabilir. Fay yırtılması tnellernde çok olumsuz etkilere neden olabilir. Tektonik yükselme ve çökme olaylarıda fay yırtılmasına benzer zararlı etkilere sahiptir. Fay geçişleri için özel önlemler uygulanması ve/veya fay atımından meydana gelecek hasarın sratlı bir şekilde onarımı için önem alınması gereklidir. Fay yerdeğiştirmeleri ile ilgili olarak, en iyi önem, aktif fayların kesilmesinden kaçınmaktır.

8.1.1- Aktif fay kesmelerinin mümkün olmadığı durumlarda, genel tasarım felsefesi: fay yerdeğiştirmelerini absorbe etmek için büyük kazılar yapılması ve tünelle kazı arasındaki boşluğun yumuşak malzeme ile doldurulması ve/veya sünek kaplama kullanılması ve/veya deprem derzleri yapılmasıdır. Genel kabul gören bu yaklaşım, fay geçiş bölgelerinde delik çapının byltlmesini (overboring) ve tünel kaplaması ile zemin arasında kalan boşluğun ezilebilir (cellular) beton ile doldurulmasını içerir (şekil 8.1). Tünelin önemli ölçüde farklı rijitlik kontrastına sağip zemin/kaya ortamlarını keştiği durumlarda) tünel kazı çapının byltlerek, boşluğa sıkıştırılabilir bir dolgu tabakası yerleştirilmesi yöntemi ile tünelin diferansiyel yerdeğiştirmelerden yalıtımı sağlanacaktır.



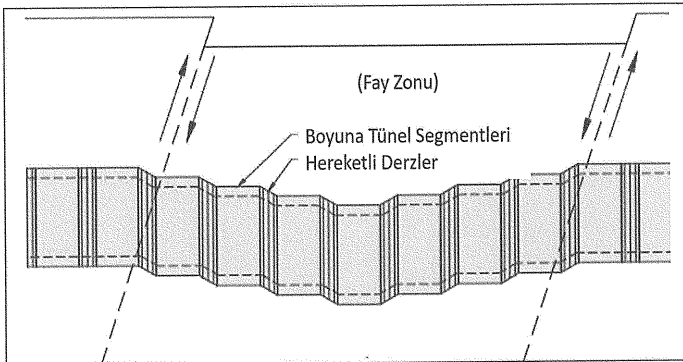
Şekil 8.1. Fay veya farklı rijitlikte zemin/jeolojik ortam geçiş bölgesi için dolgu (izolasyon) tabakası uygulanması

8.1.2- Fay atımının dar bir bölgede meydana geldiği durumlarda, fay geçiş bölgelerinde, fay atımını absorbe edebilecek şekilde, daha büyük çaplı kesit kullanılması gerekebilir. Genişlemiş bir tünel kazısından sonra dış ve iç kaplama yapılır ve bu kaplamaların arası sıkışabilir malzeme ile doldurulur (Şekil 8.2). Deprem ve fay atımı sonrası, tamir ve takviye için hasarlı bölgedeki kaplamanın ve molozun kaldırılıp yenilenmesi ve güzergâh sürekliliğinin tekrar sağlanması gerekir.



Şekil 8.2 a, b. Birinci ve İkinci Tünel kaplaması ve kırılabilir olan genişletilmiş tünel bölümü

8.1.3- Özellikle geniş bir bölgeye yayılı fay atımları ile baş edebilmek için belirli aralıklarla yerleştirilmiş genişleme derzlerinin kullanılması ve tünel bölümlerinin büyütülmesi gerekir (Şekil 8.3). Aktif fay bölgesi boyunca, uzunlamasına tünel parçaları arasında genişleme derzlerinin yerleştirilmesi ile tünel esnekliği artırılır. Genişleme derzleri, eksenel, enine ve düşey doğrultuda belirli hareket seviyelerine izin verir. Bu durum kaplama üzerindeki itme kuvveti ve momenti de azaltacaktır.



Şekil 8.3. Fay hareketi ve genişleme derzlerinin etkisi altında şekildeğiştiren tünel profili

8.2. HEYELAN HAREKETLERİ

8.2.1- Statik yükler altında veya deprem tetiklemesi ile oluşan heyelanlarda, tüneller üzerinde büyük, konsantre kesme şekildeğiştirmeleri oluşabilir ve tünel kaplamalarının tam ya da kısmi çökme durumu oluşur. Heyelan etkileri, genellikle tünelin sığ kısımlarında ve tünel portallarında hasar yaratır.

8.2.2- Şev stabilitesi hesabı için, emniyet katsayısı 1.1'den daha az olmayacaktır. Eğer hesaplanan emniyet katsayısı 1.1'den küçükse, Newmark Kayan Kütle hesabı vasıtası ile kalıcı zemin hareketleri belirlenecek ve yapılar üzerindeki etkisi değerlendirilecektir. Etki değerlendirmeleri sonucunda yeraltı yapılarının kabul edilemez bir performans göstermesi durumunda, uygun önlemler tasarıma dâhil edilecektir. Heyelan yerdeğiştirmelerine maruz kalan tünellerle ilgili olarak alınacak tedbirler genelde, fay yerdeğiştirmeleri için kullanılan önlemlere benzer.

8.3. SIVILAŞMA VE YANAL YAYILMA HAREKETLERİ

8.3.1- Yeraltısuyu tablasının altındaki orta-sıkı ve gevşek kohezyonsuz zeminlerde (kum, silt, çakıl) yer alan tünellerde ve yeraltı yapılarının, sivilaşma nedeni ile hasarı ihtimali vardır. Bu kapsamda; artan yanal zemin basınçları, zemin şekildeğiştirmeleri ve yanal zemin akmaları nedeni ile tünel kaplaması veya diğer altyapı duvarları ağır hasar görebilir ve uzun süreli su sızmasına yol açabilir.

8.3.2- Sivilaşma ve sivilaşma kaynaklı zemin şekildeğiştirmelerinin etkileri tünel güzergâhı boyunca değerlendirilmelidir. Sivilaşma araştırması derinliği en az 20m olacaktır. Bu değerlendirme aşağıdaki hususları içerecektir:

- Tünellerin, istasyonların ve diğer yeraltı yapılarının yükselmesi ve yüzmesi;
- Sivilaşma sonrası oturma ve zemin tanal yayılmaları (toplam ve diferansiyel);
- Tünellerin ve diğer yeraltı yapılarının yanall kayma potansiyeli;
- Temel taşıma kapasitesinin kaybı;
- Yeraltı yapısını destekleyen derin temellerin yatay ve düşey dayanım kapasitesinde azalma.

8.3.3- Sivilaşmaya karşı alınacak tedbirler aşağıda sıralanmıştır.

- Mümkün olduğu takdirde güzergâhın yeniden düzenlenmesi
- Sorunlu zeminlerin değiştirilmesi
- Tünel yapısının, sivilaşmadan etkilenmeyen, daha derin konumlara yerleştirilmesi.
- Zemin stabilizasyonu (örneğin sıkıştırma, su drenajı, iyileştirme, enjeksiyon, kazık ve ankraj ve/veya ve diğer zemin iksa sistemleri)

BÖLÜM 9 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA TÜNEL KAPLAMASI VE YERALTI YAPISI TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ TASARIMINA İLİŞKİN ÖZEL KURALLAR

Tünel ve diğer yeraltı yapıları taşıyıcı sistemlerinin deprem açısından tasarımına ilişkin kurallar için, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nin aşağıda belirtilmiş bölümlerinin ilgili maddeleri geçerlidir.

(a)- TBDY (2018) Bölüm 7 – Deprem Etkisi Altında Yerinde Dökme Betonarme Bina Taşıyıcı Sistemlerinin Tasarımı İçin Özel Kurallar,

(b)- TBDY (2018) Bölüm 8 – Deprem Etkisi Altında Ön-üretimli Betonarme Bina Taşıyıcı Sistemlerinin Tasarımı İçin Özel Kurallar

Segmentli kaplama ve deprem derzleri ile ilgili özel tasarım kuralları, proje mühendisi tarafından hazırlanacak ve İdare'nin onayı ile kullanılacaktır.

BÖLÜM 10 – DEPREM VE RÖLATİF HAREKET DERZLERİ VE ÖZEL BAĞLANTILARI

Yapısal rijitlik veya jeoloji/zemin özelliklerindeki ani ve aşırı değişikliklerden kaynaklanması muhtemel farklı gerilme ve birim şekildeğiştirme ile ilgili sorunların çözümleri için; hareketli derzler veya yeterli dayanım ve sünekliliğe sahip özel bağlantılar gerekir.

Yapısal rijitlik veya jeoloji/zemin özelliklerindeki ani ve aşırı değişiklikler genellikle aşağıdaki koşullar nedeniyle oluşur:

- Tünelin, istasyon, shaft veya havalandırma binası gibi rijit bir yapı ile bağlantıları
- Tünel kavşakları ve tünellerin kesişimleri
- Tünelin büyük rijitlik kontrastına sahip iki farklı jeoloji/zemin ortamını kesmesi
- Tünel zati hareketlerinin kısıtlanması (yapısal sisteminde "rijit noktalar" oluştuğunda) durumunda

İşbu koşulların oluştuğu konumlarda yer alması gereken derzler veya yeterli dayanım ve sünekliliğe sahip özel bağlantılar göreceli yerdeğiştirme ve dönmelere maruz kalacaktır. Bu diferansiyel hareketlerin tahmini ve derzlerinin gerekli olup olmadığını belirlemek için zemin-yapı etkileşimini hesaba katan kapsamlı bir dinamik hesap yapılacaktır.

10.1. JEOLÖJİK/GEOTEKNİK ORTAM RİJİTLİK DEĞİŞİMLERİ

B- ve C-Tipi Hesap/Tasarım yöntemleri (Madde 3.4.4) kapsamında jeolojik/geoteknik formasyonların rijitliklerindeki ani değişimler, bu oluşumları kesen tünel ve diğer uzun yeraltı yapılara etki edecek deprem taleplerine yansıtılacak ve gerekli durumlarda, performans kriterlerini sağlayacak özellikte, bir derz tasarımı gerçekleştirilecektir. Tünel güzergahının kestiği, zemin (yumuşak bir oluşum) ve kaya (sert bir formasyon) ortamları arasındaki göreceli serbest-saha yanal yerdeğiştirmelerinin bulunması için her iki ortamda düşey yayılan kayma dalgasına dayalı zemin deprem davranış hesabı ve zemin-yapı etkileşimini hesaba katan kapsamlı bir dinamik hesap yapılacaktır. İşbu göreceli yanal serbest-saha şekildeğiştirmelerinin tünel davranışı üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi için kullanılacak genel yaklaşım enine ve boyuna değerlendirmeler için aşağıda özetlenmiştir:

10.1.1. Enine Hesap ve Tasarım

B- ve C-Tipi Hesap/Tasarım yöntemleri kapsamında kullanılacak Enine Hesap ve Tasarım yöntemi aşağıda özetlenmiştir.

(a)- Tünel güzergâhı boyunca ani rijitlik değişimi gösteren (zemin ve kaya geçişi gibi) farklı ortamlar için serbest-saha yanal yerdeğiştirmelerini belirleyin. Tünel güzergâhı boyunca serbest-saha yerdeğiştirmeleri, belirli konumlarda düşey S-dalgası yayılımına dayalı tek boyutlu zemin deprem davranış hesapları (Madde 6.1.4) gerçekleştirilerek bulunur.

(b)- Zemin-yapı etkileşim hesabı için kullanılacak olan ve değişken zemin rijitliğini temsil eden zemin/kaya yaylarının özellik ve konumlarını belirlenir.

(c)- Tünel yapısının özellik ve geometrisine dayanan bir yapısal model geliştirilerek, tünel güzergâhında yer alması planlanan derzlerinin yapısal karakteristikleri bu yapısal model kapsamında dikkate alınmalıdır.

(d)- Tünel güzergâhı boyunca elde edilmiş serbest-saha yanal yerdeğiştirme dağılımını, zemin ve kaya yayları vasıtası ile tünel yapı modeline uygulanır.

(e)- Hesaplanan deprem talepleri, deprem dışı etkililerle birleştirilerek, tünel yapısının ve planlanan derzlerin dayanım ve görelî yanal yerdeğıştirme kapasitesi kontrol edilir.

10.1.2. Boyuna Hesap ve Tasarım

Tünel deprem derzlerindeki boyuna görelî yerdeğıştirme dönme açılarının hesabı için basit analitik kapalı form çözümler (B-Tipi Hesap/Tasarım) ve sayısal dinamik hesap yöntemi (C-Tipi Hesap/Tasarım) kullanılacaktır. Bu hesap süreci aşağıda özetlenmiştir.

10.1.2.1- (a) -Basit analitik kapalı form çözümlere dayalı yöntem kapsamında (B-Tipi Hesap/Tasarım), derz ile ayrılmış tünel parçalarının rijit oldukları varsayımı ile enbüyük boyuna (eksenel) derz ötelemesi (Δx) yaklaşık olarak Denklem 10.1 ile verilir.

$$\Delta x = \epsilon^a \times l_c \quad (10.1)$$

Bu denklemde l_c derzlerle ayrılmış tünel parçasının uzunluğunu ve , ϵ^a ,eksenel (boyuna) birim şekildeğıştirmeyi temsil eder. l_c uzunluğu, S-dalgası dalga boyunun, λ_s , 1/10 değeriinden daha büyük alınmamalıdır.

S-dalgası için eksenel birim şekildeğıştirme, ϵ^{ab} , Denklem 10.2 (Denklem 5.4) ile bulunur.

$$\epsilon^{ab} = \epsilon_{max}^a = \left[\frac{v_s}{2c_{sb}} \right] \quad (10.2)$$

(b)- (a) adımıında yapılan hesaplar sonucunda elde edilen boyuna görelî derz yerdeğıştirmeleri derzlerin görelî yerdeğıştirme kapasiteleri ile karşılaştırılır.

10.1.2.2- (a)- C-Tipi Hesap/Tasarım için Bölüm 5.3'te yer alan sayısal boyuna hesap/tasarım yöntemleri, tünel yapısal modellemesine derzlerin rijitlik özellikleri de dahil edilerek (Şekil 5.6), uygulanacaktır. Zaman tanım alanında yapılan hesaplarda deprem yer hareketinin mekânsal değışimi dikkate alınacaktır.

(b)- (a) adımıında yapılan hesaplar sonucunda elde edilen boyuna ve yanal görelî derz yerdeğıştirmeleri derzlerin dayanım ve görelî yerdeğıştirme kapasiteleri ile karşılaştırılacaktır.

10.2 YAPILAR ARASI BAĞLANTILAR

Tünelin yapısının, istasyon, şaft veya havalandırma binası gibi rijit bir yapı ile bağlantılarının, özel hareketli derzlerin kullanılmadığı durumlarda, istenilen deprem performansını karşılayabilecek dayanım ve süneklığe sahip olarak tasarımı gereklidir. Bu hususta kullanılacak hesap/tasarım yöntemleri aşağıda sunulmuştur.

10.2.1- A-Tipi Hesap/Tasarım yöntemi kapsamında, tünel normal kesitleri için Denklem 5.1, 5.2 ve 5.3 vasıtası ile bulunan boyuna birim şekildeğıştirme, tünel-rijit yapı birleşim noktalarında iki katı olarak kabul edilerek kullanılacaktır.

10.2.2- B-Tipi Hesap/Tasarım yöntemi kapsamında, tünel, Winkler temeli üzerine oturan elastik bir kiriş olarak modellenecektir. Tünelin rijit yapıya bağılı ucunun ($x=0$) ankastre olduğu kabulü ile birleşim nokasına ($x=0$) ve tünelin diğer konumlarına etki edecek eğilme momenti ($M_l(x)$), kesme kuvveti ($V_l(x)$) ve normal (eksenel) kuvvet (N_l) (Şekil 5.4) aşağıdaki denklemlerle verilmiştir.

$$M_l(x) = \frac{k_t}{2\alpha^2} \Delta y C_{ax} + \frac{k_t}{2\alpha^3} \Delta \varphi D_{ax} \quad (10.3)$$

$$V_l(x) = \frac{k_t}{\alpha} \Delta y D_{ax} + \frac{k_t}{2\alpha^2} \Delta \varphi A_{ax} \quad (10.4)$$

$$N_l = (2 E_l A_l f \Delta x)^{1/2} \quad (10.5)$$

$$C_{\alpha x} = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x) \quad (10.6)$$

$$A_{\alpha x} = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x) \quad (10.7)$$

$$D_{\alpha x} = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x) \quad (10.8)$$

$$\alpha = \left(\frac{k_t}{4 E_l I_l} \right)^{1/4} \quad (10.9)$$

$$f = C \rho_s Z \mu \quad (10.10)$$

Burada, Δy ve $\Delta \varphi$ tünelin yapıya bağlanan ucunun serbest olması durumunda oluşacak görelî dönme açısını (Denklem 10.11) ve görelî yatay yerdeğiştirmesi (Denklem 10.12) göstermektedir.

$$\Delta \varphi = 0.35 \left(\frac{a_s}{c_{SE}^2} \right) l_c \quad (10.11)$$

$$\Delta y = \left(\frac{v_s}{c_{SE}} \right) l_c \quad (10.12)$$

Bu denklemlerde:

f = Birim boy başına tünel çeperindeki sürtünme kuvveti

x = Birleşim noktasından, tünelin ilgili konumuna ölçülen mesafe

C = Tünel kesiti dış çeper toplam uzunluğu

ρ_s = Zemin birim ağırlığı

Z = Tünelin ortalama derinliği

μ = Zemin ortamı ve tünel dış yüzeyi arasındaki sürtünme katsayısı

k_t = Zemin enine (yanal) yay katsayısı (Denklem 5.18)

Olmaktadır.

10.2.3- C-Tipi Hesap/Tasarım için Bölüm 5.3'te yer alan sayısal boyuna hesap/tasarım yöntemleri, tünel yapısal modellemesine bağlantı yapılan yapıların rijitlik özellikleri de dâhil edilerek, uygulanacaktır. Zaman tanım alanında yapılan hesaplarda deprem yer hareketinin mekânsal değişimi dikkate alınacaktır.

BÖLÜM 11 –MEVCUT TÜNEL VE YERALTI YAPILARININ DEPREM PERFORMANS DEğERLENDİRMESİ VE GÜÇLENDİRME TASARIMI İÇİN GENEL KURALLAR

11.1. GENEL YAKLAşIM

Bu bölümde mevcut tünel/yeraltı yapılarının deprem performanslarının değerlendirilmesi ve gerekli olması halinde güçlendirilmesi için uygulanacak tasarım kurallarına yer verilecektir. Mevcut Tünel/Yeraltı Yapılarının deprem performanslarının değerlendirmesinin amacı, DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyindeki deprem performans durumunun ve deprem riskinin belirlenmesidir.

Yer sarsıntısı davranış yetersizliği dışında, potansiyel olarak önemli bir deprem riskini açıkça gösteren koşullar aşağıda özetlenmiştir:

- Tünel güzergâhını kesen aktif bir fay

- Tünel güzergâhını kesen bir heyelan
- Tünelin yer aldığı zemin ortamında sıvılaşma potansiyeli bulunan zeminler.
- Geçmişte meydana gelmiş hasarların varlığı (ör. Yerel çökmeler, büyük şekildeğiştirmeler, çatlama veya zemin hareketlerinden dolayı kaplamanın dökülmesi).

11.2. MEVCUT TÜNEL/YERALTI YAPILARINDAN BİLGİ TOPLANMASI VE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ

Mevcut bir tünel/yeraltı yapısının değerlendirilmesi ve güçlendirme aşamasında, tasarım ve yapım ve koşulları ile tünel güzergâhındaki zemin ve jeolojik durumlar üzerinde olabildiğince eksiksiz bilgi edinilmesi önemlidir. Mevcut koşulların yeterince belirlenmesi ve yapısal problemlerin nedenlerinin bulunması için özel muayene ve araştırmalar gerekebilir.

Tünel/yeraltı yapısının deprem davranışını etkileyebilecek ve mevcut deprem performansının değerlendirilmesi için gerekli unsurları şunlardır:

1. Deprem etkilerinin tünel tasarımında doğru olarak göz önüne alınıp alınmadığı
2. Tünel kaplamasının ve/veya yeraltı yapısı taşıyıcı sisteminin yapısal niteliği
3. Tünellerin diğer yapılarla birleşim noktalarının yapısal özellikleri
4. Kaplama ve/veya taşıyıcı sisteminde meydana gelmiş çatlama ve hasarlar açısından tünel deprem performansının tarihçesi
5. Kaplama ve/veya taşıyıcı sisteminde mevcut yapısal hasar durumu

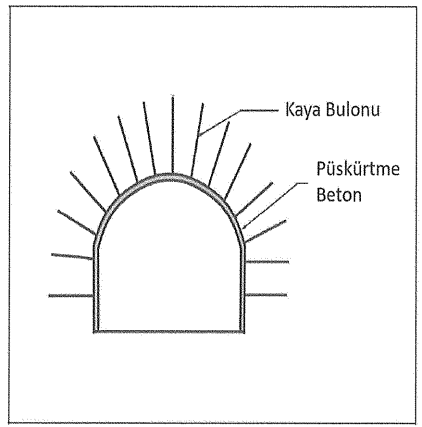
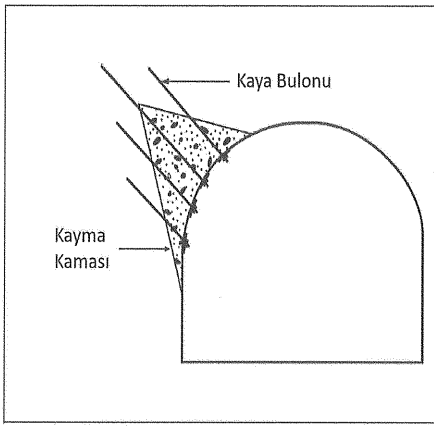
Tünel ve diğer yeraltı yapıları taşıyıcı sistemlerinden toplanacak bilgi gerek kapsam ve gerekse düzey açısından, TBDY (2018)- Bölüm 15.2 ile uyumlu olacaktır.

11.3 MEVCUT TÜNEL/YERALTI YAPILARININ DEPREM GÜÇLENDİRMESİNE İLİŞKİN GENEL YÖNTEMLER

11.3.1- Delme/Kazma Tüneller

Mevcut delme/kazma tünellerdeki yapısal zafiyetlerin giderilmesi ve deprem performanslarının istenilen düzeye getirilmesine yönelik güçlendirme yöntemleri kısaca aşağıda belirtilmiştir.

- Çatlamış tünel kaplamaları için, FRP (lifli polimer), epoksi, püskürtme beton veya diğer alternatif tamir malzemeleri kullanılabilir.
- Tünel kaplamaları çatlamış, bozulmuş veya başka bir şekilde düşük dayanım nedeniyle yerel olarak zayıfsa kaplama, nokta onarımları ile zayıf bölgeleri kaldırarak veya yenisi ile değiştirerek kullanılabilir.
- Segmentli kaplamaların birleşim derzlerindeki hasar için derz yapısına özel malzemeler kullanılmalı ve su geçirimsizliği sağlanmalıdır.
- Çelik astar plakalarının mevcut kaplamaya epoksi ile yapıştırılması ile tüneller kaplamaları güçlendirilebilir
- Tünel kaplamalarına zayıf zemin/kaya bölgelerinde destek sağlanması için kaya bulonları, civileri ve kaya dübelleri kullanılır.(Şekil 11.1 a ve b)
- Kaplama arkasında oluşmuş boşluklar beton şerbeti enjeksiyonu ve uygun malzeme (hafif beton vb) ile doldurulur.



Şekil 11.1 a ve b. Tünellerde kaya/zemin ankrajları ile stabilizasyon örnekleri

11.3.2- Aç-Kapa Tünel ve Diğer Yeraltı Yapıları

Mevcut Aç-Kapa Tünel ve Diğer Yeraltı Yapıları'nın deprem performanslarının istenilen düzeye getirilmesine yönelik güçlendirme uygulamaları TBDY (2018)- Bölüm 15.9.3 kapsamında açıklandığı şekilde yapılacaktır.

Zemin basıncı nedeni ile duvar ve döşemelerin orta bölgeleri- iç yüzeylerinde meydana gelen çekme hasarı, çatlama ve olası su sızıntılarının tamir ve güçlendirmesi için FRP (karbon elyafı polimer), epoksi veya çelik plaka yapıştırılması seçenekleri dikkate alınmalıdır.

11.3.3- Batırma Tüp Tüneller

Delme/Kazma Tüneller, Aç-Kapa Tünel ve Diğer Yeraltı Yapıları için önerilen güçlendirme stratejilerine ek olarak, Batırma Tüp Tüneller için aşağıdaki hususlar göz önüne alınmalıdır.

- Sıvılaşma kaynaklı problemlerin önlenmesi için zemin iyileştirmesi (jet grout)
- Görelî yerdeğiştirme kapasitesi azalmış ve/veya hasar görmüş deprem derzlerinin değiştirilmesi (yenilenmesi).

BÖLÜM 12- DEPREM ERKEN UYARI – TRAFİK DURDURMA SİSTEMİ

İdare tarafından belirlenecek tüneller için oluşturulacak deprem erken uyarı/trafik durdurma sistemi vasıtası ile deprem yer hareketinin belirli eşik seviyelerini aşması durumunda araç trafiği yavaşlatılarak durdurulacak ve tünel boşatılacaktır. Akabinde, tüm veri, gözlemler ve yapısal incelemeler değerlendirilerek, tünelde olası hasarlar tespit edilecek ve araç trafiğinin yeniden başlatılması hususu ile ilgili karar verilecektir. Deprem erken uyarı/trafik durdurma sistemi'nin tünel/yeraltı yapılarının deprem davranışının belirlenmesi için idare tarafından kurulacak yapı sağlığı izleme sistemi (Madde 2.9) ile entegrasyonu mümkündür.

DEPREM ETKİSİ ALTINDA KARAYOLU VE DEMİRYOLU TÜNELLERİ VE DİĞER ZEMİN YAPILARININ TASARIMI İÇİN ESASLAR

ÖRNEK NUMERİK ÇÖZÜM

ÖRNEK NUMERİK ÇÖZÜM

Aşağıdaki iki örnekte, Kısım 4.4.3 doğrultusunda statik yüklere eklenecek sismik yük tesirlerinin (kesit üzerine tesir eden moment, M , yük N , ve kesme kuvveti, T) hesabı açıklanmaktadır. Deformasyona bağlı tetkikler için ayrıca birim uzama değerlerinin hesabı da gösterilmektedir.

ÖRNEK –A: DİKDÖRTGEN SİĞ TÜNEL KESİTİ

Şekil A.1’de geometrik özellikleri gösterilen dikdörtgen kesitli bir tünel, aç-kapa usulü ile İstanbul’da imal edilecektir. Tünelin temel alt kotu zemin yüzeyinden 15.00 m derinliktedir. Dolayısıyla tünelin üzerinde $15.00 - 8.00 = 7.00$ m dolgu zemin yer alacaktır. Bu zeminlerin üzerinde, farklı sebeplerden dolayı en çok 30 kN/m^2 değerinde düzgün yayılı sürşarj yükü ($\sigma_{\text{sürşarj}}$) olabileceği kabul edilmiştir. Yer altı suyu seviyesi yüzeyden 3.00 m derinliktedir. 53 m derinliğe kadar yer alan jeolojik katmanların S-hızı (c_s) verileri ve birim ağırlıkları Tablo 1 ile verilmektedir. Tünelin yer aldığı sahada deprem tehlikesi Madde 2.1.2 doğrultusunda <http://tdth.afad.gov.tr> adresinde tünel koordinatları dikkate alınarak belirlenmiştir. Tasarımda göz önüne alınacak deprem tehlikesini tanımlayan Deprem Yer Hareketi Düzeyleri için Kısa periyod bölgesi için haritalanmış spektral ivme katsayısı (S_s) ve 1.0 saniye periyod için haritalanmış spektral ivme katsayısı (S_1) Tablo 2 ile gösterilmektedir. Bölgenin diri fay haritası incelenerek, şiddetli depremlere sebep olabilecek fayın 23 km mesafede doğrultu atımlı fay olduğu belirlenmiştir.

Tünel RS-1 Normal Riskli Tünel kabul edilmiştir. Tünelin imalatında C45 sınıfı beton kullanılacaktır.

Örnekte, Kısım 4.4.3 doğrultusunda statik yüklere eklenecek sismik yük tesirlerinin (kesit üzerine tesir eden moment, M , yük N , ve kesme kuvveti, T , değerlerinin hesabı açıklanmaktadır. Deformasyona bağlı tetkikler için ayrıca birim uzama değerlerinin hesabı da gösterilmektedir.

Tablo 1. Jeolojik birimler ve hesap parametreleri

Derinlik (m)	Katman	c_s (m/s)	Birim ağırlık (kN/m^3)	Plastisite Endeksi (PI)
0 – 1	Dolgu	150	18	10
1 – 21	Tüf-Aglomera	330	20	10
21 – 29	Kiltaş	354	21	30
29 – 41	Kiltaş	503	22	30
41 – 51	Kiltaş	469	22	30
51 – (53) Kuyu Sonu	Kumtaş	1092	24	NP

A.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri Genlik Hesapları

Madde 3.4.1 doğrultusunda *Normal risk sınıfına (RS-1) sahip tünel kesintisiz kullanım performans hedefi için DD-2a (144 yıl), ve kontrollü hasar performans hedefi için DD-1 (2475 yıl) yer hareketi düzeyi karşısında analiz edilmesi gerekmektedir.* A- ve B- tipi basitleştirilmiş hesaplarda tünelin tekdüze özellikte jeolojik birimler içinde olduğu kabul edilir. Bu sebeple, daha derin ve daha sığ seviyelerdeki katmanların rijitliğindeki farklılıklar (dinamik tepki analizleri dışında) dikkate alınmamalıdır. TBDY (2018) belgesinde 30 m derinlikte ortalama S-dalgası hızı (V_{s30}) temel alt kotundan itibaren belirlenmesine rağmen, A- ve B-tipi hesaplar için $V_{s30} = c_s$ değeri kabul edilmelidir. c_s değeri tünelin içinde yer aldığı jeolojik birimlerde (tasarım için kabul edilen) S dalgası hızıdır. Tablo 1 ile verilen hız profiline göre $c_s = 330$ m/s kabul edilmelidir.

Aşağıda tasarımda dikkate alınacak yer hareketi genliklerinin hesabı açıklanmaktadır:

$$\delta_F = 1.2 - 0.02 (23 - 15) = 1.04 \text{ (faya yakınlık katsayısı, denklem 2.5 : } L_F=23 \text{ km)}$$

$$\delta_F = 1.2, \quad S_1 = 1.3 \quad (\text{doğrultu dönüştürme katsayısı, denklem 2.4})$$

$$\delta_T = 1.0 \quad (\text{nispeten düz saha, denklem 2.6})$$

Kısım 2.3.2'ye göre yer hareketi genliklerine doğrultu dönüştürme, faya yakınlık, topoğrafik büyütme katsayıları tesirleri eklenmelidir:

DD-2a (144 yıl):

DD-2 ve DD-3 için değerler Tablo 2'de gösterilmiştir.

$$\log [(S_s)_{DD-2a}] = 0.37 \cdot \log (0.851) + 0.63 \cdot \log (0.346) = -0.3163 \text{ (denklem 2.1)}$$

$$(S_s)_{DD-2a} = 10^{-0.3163} = 0.483$$

$$\log [(S_1)_{DD-2a}] = 0.37 \cdot \log (0.273) + 0.63 \cdot \log (0.097) = -0.8470 \text{ (denklem 2.1)}$$

$$(S_1)_{DD-2a} = 10^{-0.8470} = 0.142$$

$$(S'_s)_{DD-2a} = 0.483 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 0.580 \quad (\text{denklem 2.2})$$

$$(S'_1)_{DD-2a} = 0.142 \cdot 1.3 \cdot 1.04 \cdot 1.0 = 0.192 \quad (\text{denklem 2.3})$$

Zemin Etki Katsayıları

$$V_{s30} = c_s = 330 \text{ m/s}$$

Bu kabulde TBDY (2018)'e göre temel altında zemin sınıfı ZD olarak belirlenmiştir.

$$F_s = 1.336 \text{ (TBDY, 2018 Tablo 2.1 üzerindeki değerlerin enterpolasyonu ile)}$$

$$F_1 = 2.216 \text{ (TBDY, 2018 Tablo 2.2 üzerindeki değerlerin enterpolasyonu ile)}$$

$$S_{DS} = 0.580 \times 1.336 = 0.775$$

$$S_{D1} = 0.192 \times 2.216 = 0.425$$

$$a_s = 0.4 \text{ g} \cdot 0.775 = 0.310 \text{ g}, \quad T_a = 0.15 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.9, 2.10})$$

$$v_s = 0.75 \cdot (0.775 \cdot 0.425)^{0.55} = 0.407 \text{ m/s}, \quad T_V = 0.6 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.11, 2.12})$$

$$f_D = 1 + (10 \cdot 0.192) = 2.92, \quad V_{S30} = 330 \text{ m/s}$$

$$d_s = 0.25 \cdot 2.92 \cdot 0.192 \cdot (330 / 760)^{-0.4} = 0.196 \text{ m}, \quad (\text{denklem 2.13, 2.14})$$

$$t_d = (2\pi \cdot d_s / v_s) = (2\pi \cdot 0.196 / 0.407) = 3.02 \text{ s}$$

DD-1 (2475 yıl):

Tünel boyuna eğilme analizleri için (Kısım 5.2.2.4) TBDY (2018) tarafından tanımlanan spektral değerler kullanılacaktır. Tünel kesit analizleri için ise (Kısım 6.1.4) sahanın dinamik tepki analizi sonuçları kullanılmaktadır.

TBDY (2018) göre

$$(S'_s)_{DD-1} = 1.500 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 1.80 \quad (\text{denklem 2.2})$$

$$(S'_1)_{DD-1} = 0.415 \cdot 1.3 \cdot 1.04 \cdot 1.0 = 0.561 \quad (\text{denklem 2.3})$$

ZD zemin sınıfı için

$$F_s = 1.000 \text{ (TBDY, 2018 Tablo 2.1 üzerindeki değerlerin interpolasyonu ile)}$$

$$F_1 = 1.739 \text{ (TBDY, 2018 Tablo 2.2 üzerindeki değerlerin interpolasyonu ile)}$$

$$S_{DS} = 1.800 \times 1.000 = 1.800$$

$$S_{D1} = 0.561 \times 1.739 = 0.976$$

$$a_s = 0.4 \cdot 1.800 \text{ g} = 0.720 \text{ g}, \quad T_a = 0.15 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.9, 2.10})$$

$$v_s = 0.75 \cdot (1.800 \cdot 0.976)^{0.55} = 1.022 \text{ m/s}, \quad T_v = 0.6 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.11, 2.12})$$

$$f_D = 1 + (10 \cdot 0.561) = 6.61, \quad V_{S30} = 330 \text{ m/s}$$

$$d_s = 0.25 \cdot 6.61 \cdot 0.561 \cdot (330 / 760)^{-0.4} = 1.29 \text{ m}, \quad (\text{denklem 2.13, 2.14})$$

$$T_d = (2\pi \cdot d_s / v_s) = (2\pi \cdot 1.29 / 1.022) = 7.93 \text{ s}$$

A.2 Tünelin Rijitlik Parametreleri

Çatlaklı kesit için kesit genişliklerinde %10 indirim yapılmıştır. TBDY (2018) kapsamında Tablo 4.2 ile verilen *betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının kesit çarpanları* dikkate alınmıştır. Zeminle temas içerisindeki dış yapısal elemanlar için bodrum perdesi faktörleri dikkate alınmıştır. Diğer, tünel içerisinde yer alan döşeme ve perdeler için ise TBDY (2018) Tablo 4.2 ile verilen diğer faktörler kullanılmalıdır.

$$E_{CM} = 34000 \text{ MPa} \quad (\text{C45 betonun elastik modülü})$$

$$I_R = I_f = (1.00 \text{ m})^3 / 12 = 0.08333 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$I_W = (0.80 \text{ m})^3 / 12 = 0.04267 \text{ m}^4/\text{m}$$

Çatlamış kesit rijitlikleri dikkate alındığında, düzlem dışında eğilme için kesit çarpanı 0.50 (TBDY, 2018; Tablo 4.2) olarak alınacaktır. Enine analiz ve tasarımı, B-tipi analizler için I_r , I_r ve I_w değerlerine 0.50 çarpanı uygulanacaktır.

Eksenel yönde x- yatay aks, y düşey aks kabul edilmiştir.

$$I_x = [12.00 \text{ m} \times (8.00 \text{ m})^3 - 10.40 \text{ m} \times (6.00 \text{ m})^3] / 12 = 324 \text{ m}^4$$

$$I_y = [8.00 \text{ m} \times (12.00 \text{ m})^3 - 6.00 \text{ m} \times (10.40 \text{ m})^3] / 12 = 589 \text{ m}^4$$

$$A = 12.00 \text{ m} \times 8.00 \text{ m} - 10.40 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} = 33.6 \text{ m}^2$$

A.3 Tünelin Boyuna Yönünde Tesirlerin Analizi

Tünelin boyuna yönde oluşan eğrilik sonucunda kesite etkiyen normal kuvvet (N), kesme kuvveti (V) ve moment (M) değerleri madde 5.2.2 doğrultusunda hesaplanmaktadır. Kesitin x- ve y- yönlerinde rijitlikleri farklı olduğundan kesme kuvveti ve moment ayrı ayrı hesaplanacaktır.

$$c_{se} = 0.8 \text{ km/s} = 800 \text{ m/s}$$

$$\text{Eşdeğer yarıçap: } r = (12 \times 8 / \pi)^{0.5} = 5.53 \text{ m}$$

DD-2a (144 yıl):

A-tipi hesap yöntemi kullanılmıştır (Kısım 5.2.2.3).

$$a_s = 0.310g \quad v_s = 0.407 \text{ m/s} \quad d_s = 0.196 \text{ m} \quad T_d = 3.02 \text{ s}$$

$$\epsilon_{\max}^a = [v_s / (2c_{se})] = 0.407 / (2 \times 800) = 0.0254\% \quad (\text{denklem 5.4})$$

$$\epsilon_{\max}^b = 0.35 \cdot [5.53 \cdot 0.310 \cdot 9.81 / 800^2] = 9.20 \cdot 10^{-6} \quad (\text{denklem 5.5})$$

$$\epsilon_{\max}^{ab} = \epsilon_{\max}^a + \epsilon_{\max}^b = 0.0263\% \quad (\text{denklem 5.6})$$

$$\text{Beton için tetkik: } \epsilon_{\max}^{ab} < 0.003 \quad \checkmark \quad (\text{denklem 5.6})$$

$$\lambda = c_{se} \cdot T_d = 800 \text{ m/s} \times 3.02 \text{ s} = 2416 \text{ m} \quad (\text{denklem 5.10})$$

$$(M_{l,\max})_x = (2\pi / 2416)^2 \times 34000 \times 324 \times 0.196 = 14.6 \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.11, x-aksı})$$

$$(M_{l,\max})_y = (2\pi / 2416)^2 \times 34000 \times 589 \times 0.196 = 26.5 \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.11, y-aksı})$$

$$N_{l,\max} = (\pi / 2416) \times 34000 \times 33.6 \times 0.196 = 291 \text{ MN} \quad (\text{denklem 5.12})$$

$$(V_{l,\max})_x = (2\pi / 2416) \times 26.5 = 0.0689 \text{ MN/m} = 68.9 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.13})$$

$$(V_{l,\max})_y = (2\pi / 2416) \times 14.6 = 0.0380 \text{ MN/m} = 38.0 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.13})$$

DD-1 (2475 yıl):

B-tipi hesap yöntemi kullanılmıştır (Kısım 5.2.2.4).

$$a_s = 0.720g \quad v_s = 1.022 \text{ m/s} \quad d_s = 1.29 \text{ m} \quad a_s = 0.310g \quad T_d = 7.93 \text{ s}$$

$$\lambda = c_{se} \cdot T_d = 800 \text{ m/s} \times 7.93 \text{ s} = 6344 \text{ m}$$

$$G'_s = 60.8 \text{ MPa} \quad (\text{bu örnekte Kısım A.1.4 içerisinde hesaplanmıştır})$$

ZYE etkisi dikkate alınmadığı durumda tesirler

$$(M_{l,max})_x = (2\pi / 6344)^2 \cdot 34000 \cdot 324 \cdot 1.29 = 13.9 \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.11, x-aksı})$$

$$(M_{l,max})_y = (2\pi / 6344)^2 \cdot 34000 \cdot 589 \cdot 1.29 = 25.3 \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.11, y-aksı})$$

$$N_{l,max} = (\pi / 6344) \cdot 34000 \cdot 33.6 \cdot 1.29 = 729 \text{ MN} \quad (\text{denklem 5.12})$$

$$(V_{l,max})_x = (2\pi / 6344) \cdot 25.3 = 0.0251 \text{ MN} = 25.1 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.13})$$

$$(V_{l,max})_y = (2\pi / 6344) \cdot 13.9 = 0.0138 \text{ MN} = 13.8 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.13})$$

ZYE etkisi için azaltma faktörlerinin hesabı

$$k_t = k_a = \frac{16 \cdot \pi \cdot 60.8 \cdot (1-0.5)}{3-4 \cdot 0.5} \cdot \frac{8.00}{6344} = 1.93 \text{ MPa} \quad (\text{denklem 5.16})$$

Bu hesapta $2r = D$ tünel kesitinin yüksekliği (8.00 m) olarak kabul edilmektedir.

$$RF_1 = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{34000 \cdot 33.6}{1.93} \cdot \left(\frac{2\pi}{6344} \right)^2 = 1.29 \quad (\text{denklem 5.14, } \phi=45^\circ)$$

$$RF_2 = 1 + \frac{1}{4} \cdot \frac{34000 \cdot 324}{1.93} \cdot \left(\frac{2\pi}{6344} \right)^4 = 1.00 \quad (\text{denklem 5.14, } \phi=45^\circ)$$

$$N_{l,max,yze} = 729 / 1.29 = 565 \text{ MN} \quad (\text{denklem 5.17})$$

$$M_{l,max,x,yze} = 13.9 / 1.00 = 13.9 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{denklem 5.18})$$

$$M_{l,max,y,yze} = 25.3 / 1.00 = 25.3 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{denklem 5.18})$$

$$V_{l,max,x,yze} = 25.1 / 1.00 = 25.1 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.19})$$

$$V_{l,max,y,yze} = 13.8 / 1.00 = 13.8 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.19})$$

Deformasyon tetkikleri:

$$\varepsilon_{max,y}^a = N_{l,max,yze} / (E_{CM} \cdot A_Y) = 603 / (34000 \cdot 33.6) = 0.0528\%$$

$$\varepsilon_{max,y}^b = 0.35 \cdot M_{l,max,x,yze} \cdot (W/2) / (E_{CM} \cdot I_Y) = 25.3 \cdot (12/2) / (34000 \cdot 589) = 0.0003\%$$

$$\varepsilon_{max,x}^b = 0.35 \cdot M_{l,max,y,yze} \cdot (B/2) / (E_{CM} \cdot I_X) = 13.9 \cdot (8/2) / (34000 \cdot 324) = 0.0002\%$$

$$\varepsilon_{max}^{ab} = \varepsilon_{max}^a + \varepsilon_{max}^b = 0.0531\% < 0.3\%$$

veya,

$$\varepsilon_{zye}^{ab} = \left[\left(\frac{1.022}{2 \cdot 800} \right) / 1.29 + \left(0.35 \cdot 8.00 \cdot \frac{0.720 \cdot 9.8}{800^2} \right) / 1.00 \right] = 0.0513\% < 0.3\%$$

A.4 Tünel Kesitinde Enine Yönde Sismik Tesirlerin Analizi

Tünelin boyuna yönde oluşan eğrilik sonucunda kesite etkiyen normal kuvvet (N), kesme kuvveti (V) ve moment (M) değerleri Kısım 6.2 ve 6.3 doğrultusunda hesaplanmıştır.

DD-2a (144 yıl):

$Z = (7.00 \text{ m}) < 2D (=2H = 16.00 \text{ m})$ olması nedeniyle, Kısım 6.1.3 ile tanımlanan A-tipi hesap için verilen yöntemle serbest saha deformasyonları hesaplanmıştır.

Tünel alt seviyesinde (15 m derinlikte) zemin gerilmesi (toplam jeolojik basınç):

$$\sigma_{\max} = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} + 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 14 \text{ m} + 30 \text{ kN/m}^2 = 328 \text{ kN/m}^2 = 328 \cdot 10^3 \text{ Pa}$$

(denklem 6.3)

$$r_h = 1 - 0.017 \cdot 15 = 0.745 \quad (\text{denklem 6.5})$$

$$\tau_{\max} = 0.310 \cdot 0.745 \cdot 328 = 75.8 \text{ kN/m}^2 = 75.8 \cdot 10^3 \text{ Pa} \quad (\text{denklem 6.2})$$

$$c_s = 330 \text{ m/s} \quad \text{Tablo 6.1: } c_s' / c_s = 0.78$$

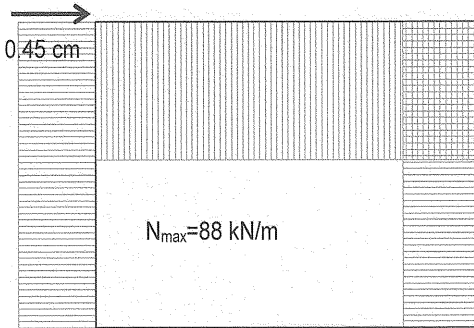
$$c_s' = 0.78 \cdot 330 = 257 \text{ m/s}$$

$$G_s' = (20 \cdot 10^3 \cdot 257^2 / 9.81) = 134 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (\text{denklem 6.6})$$

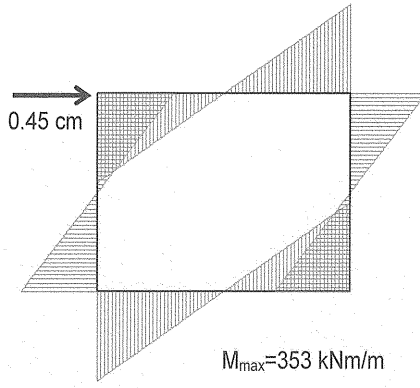
$$\gamma_{\max} = 75.8 \cdot 10^3 / (134 \cdot 10^6) = 5.66 \cdot 10^{-4} = 0.0566\% \quad (\text{denklem 6.4})$$

$$\Delta_{\text{yapı}} = \Delta_{\text{serbest-saha}} = \gamma_{\max} \cdot h = 0.0566\% \cdot 800 \text{ cm} = 0.45 \text{ cm}$$

Bu serbest saha görelî deplasmanı için yapısal analiz sonucu Şekil A.2 ile gösterilmiştir. Analizlerde (Kısım 6.3.2 doğrultusunda) birim genişlik (/1.0 m) üzerinde oluşan sismik tesirler, iki uçta (Şekil 6.11) mafsallar ile desteklenmiş kesit ile hesaplanmıştır. Tesirlerin hesabı için, tünelin üstüne 0.45 cm yatay deplasman veya bu deplasmanı sağlayacak eşdeğer P yükü etkiyebilir (Şekil A.2). Bu tesirler Kısım 4.4.3 doğrultusunda diğer yüklere eklenecektir.



(a)



(b)

Şekil A.2. Birim tünel kesiti üzerinde sismik tesirler: a) aksenal kuvvetler, b) momentler.

DD-1 (2475 yıl):

B-tipi hesap için Kısım 6.1.4. doğrultusunda, serbest saha deformasyonları dinamik saha tepki analizi ile hesaplanmıştır. Bu analizin detayları Ek-1 ile sunulmuştur. Şekil A.3 analiz sonuçlarının özetini göstermektedir. Bu sonuçlar, Kısım 6.3.3 (B-tipi hesap) doğrultusunda tünel üzerindeki tesirlerin hesaplanmasında kullanılmıştır.

Şekil A.3 (ortalama eğrisi) üzerinde,

7 m derinlikte yatay deplasman : 0.0850 m

15 m derinlikte deplasman : 0.0713 m

$$\Delta_{\text{serbest-saha}} = 0.0850 \text{ m} - 0.0713 \text{ m} = 0.0137 \text{ m} = 1.37 \text{ cm}$$

$$(\gamma_{\text{max}})_{\text{ort}} = 1.37 \text{ cm} / (15 \text{ m} - 7 \text{ m}) = 0.171\%$$

$$(\tau_{\text{max}})_{\text{ort}} = 104 \text{ kN/m}^2 \text{ (11 m derinlikteki değer alınmıştır)}$$

$$G'_s = (\tau_{\text{max}})_{\text{ort}} / (\gamma_{\text{max}})_{\text{ort}} = 104 / 0.171\% = 60.8 \text{ MPa}$$

$$(\text{Not: } G_{\text{max}} = 20/9.8 \times 330^2 = 222 \text{ MPa, } G'_s / G_s = 60.8 / 222 = 0.27,$$

$$c'_s / c_s = (0.27)^{0.5} = 0.52, \text{ karşılaştırma için bkz. tablo 6.1})$$

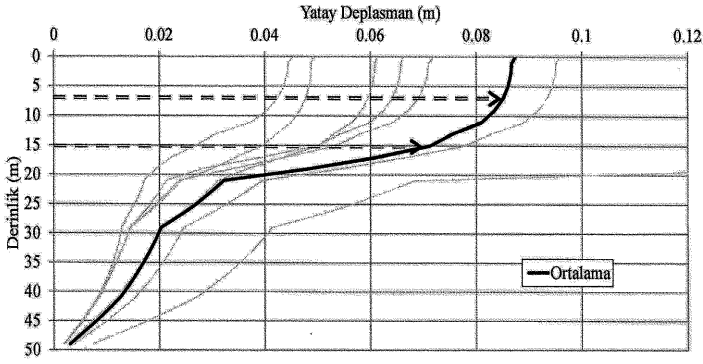
Çatlaklı kesit rijitlikleri uygulanarak

$$F_R = \frac{60.8}{24 \cdot 34000} \cdot \left(\frac{12.0 \cdot 8.00^2}{0.02133} + \frac{8.00 \cdot 12.0^2}{0.04167} \right) = 4.74 \quad (\text{denklem 6.31})$$

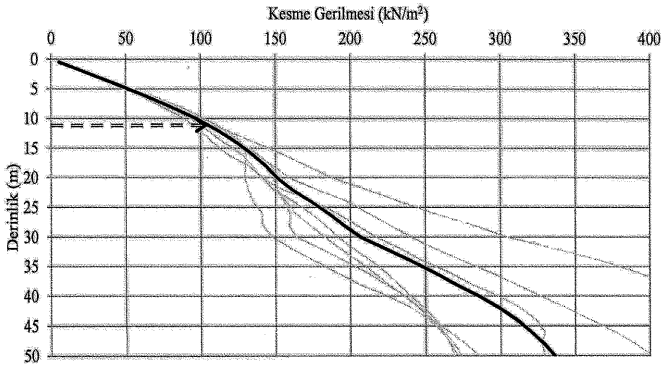
Arayüzde kayma durumu:

$$R = \frac{4 \cdot (1 - 0.5) \cdot 4.74}{2.5 - 3 \cdot 0.5 + 4.74} = 1.65 \quad (\text{denklem 6.28})$$

Doygun kilin drenajsız davranışı için Poisson oranı (ν) 0.5 olarak alınmıştır.



(a)



(b)

Şekil A.3. Dinamik saha tepkisi analizleri sonucunda (Ek-1) serbest sahada gerçekleşen (a) ortalama yatay deplasmanlar.

Arayüzde kaymama durumu:

$$R = \frac{4 \cdot (1 - 0.5) \cdot 4.74}{3.0 - 4 \cdot 0.5 + 4.74} = 1.65 \quad (\text{denklem 6.29})$$

Drenajsız mukavemet göstermesi beklenen killi seviyelerde $v_s = 0.5$ kabul edilmesi sebebi ile her iki R değeri de aynıdır.

$$\Delta_{yapı} = 1.65 \cdot 1.37 \text{ cm} = 2.26 \text{ cm} \quad (\text{denklem 6.27})$$

Yapı üzerindeki kuvvetler, $\Delta_{yapı}$ değeri uygulanarak (şekil 6.11), veya aynı deplasmanı sağlayacak tekil P yükü olarak üst noktada (şekil 6.12) tünele uygulanarak tünel üzerindeki sismik tesirler belirlenebilir. Tünel için bu analizler çatlamış kesti özellikleri ile yapılmalıdır. Bu durumda, Şekil A.2'de gösterilen tesirlerde, kesit kuvvetlerinin dağılımı aynı şekilde olup, 2.26 cm yatay deplasmana karşılık olarak $N_{max}=223 \text{ kN/m}$ ve $M_{max}=895 \text{ kN/m}$ maksimum tesir değerleri hesaplanmıştır.

A.5 Tünel Üzerine Tesir Eden Sismik Yük

Dikdörtgen kesitli tünelin üzerinde yer alan zeminin düşey yönde dinamik basıncı (p_v) Kısım 6.3.4.3 gereğince hesaplanmıştır. p_v yükü tünel üzerine tesir eden düşey düzgün yayılı yük olarak dikkate alınmalıdır.

DD-2a (144 yıl):

Düşey deprem katsayısı:

$$k_v = (2/3) \cdot 0.4 \cdot S_{DS} = (2/3) \cdot 0.4 \cdot 0.775 = 0.207$$

$$\sigma_v = 1.0 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/ m}^3 + 7 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/ m}^3 = 158 \text{ kN/m}^2$$

$$p_v = 0.207 \cdot 158 \text{ kN/ m}^2 = 32.7 \text{ kN/m}^2$$

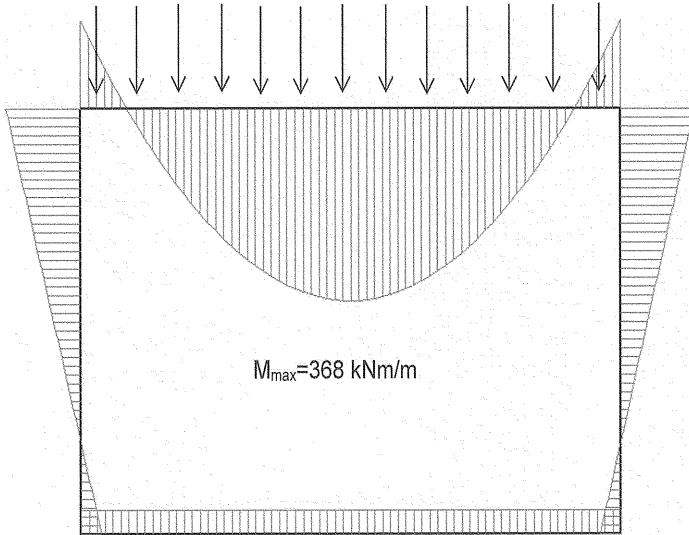
DD-1 (2475 yıl):

Düşey deprem katsayısı:

$$k_v = (2/3) \cdot 0.4 \cdot S_{DS} = (2/3) \cdot 0.4 \cdot 1.800 = 0.480$$

$$p_v = 0.480 \cdot 158 \text{ kN/ m}^2 = 75.8 \text{ kN/m}^2$$

DD-2a yer hareketi seviyeleri için hesaplanmış kesit moment tesirleri Şekil A.4 ile gösterilmiştir. DD-1 yer hareketi genlikleri için elde edilen tesirlerin hesabında çatlamış kesit özellikleri dikkate alınmıştır. Bu durumda $M_{\max}=851 \text{ kNm/m}$ değeri hesaplanmış olup, momentlerde $75.8/32.7$ oranı ile tutarlı artış görülmüştür.

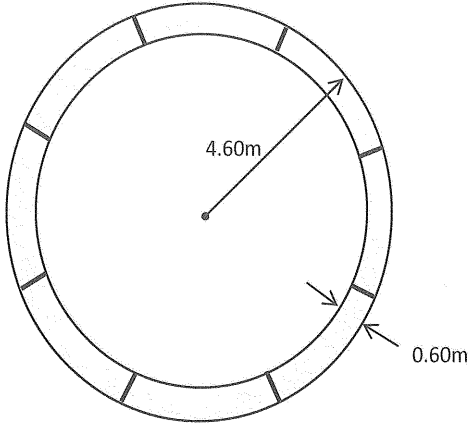


Şekil A.4. DD-2a yer hareketi seviyeleri için hesaplanmış, tünel üzerinde düşey yönde deprem kuvvetlerinin yarattığı kesit momentleri ($p_v = 75.8 \text{ kN/m}^2$).

ÖRNEK –B: DERİN DAİRESEL TÜNEL KESİTİ

Örnek B’de verilen sahada, *Şekil B. 1*’de geometrik özellikleri gösterilen dairesel kesitli bir temel TBM kullanılarak İstanbul’da imal edilmesi durumu ele alınmıştır. Her kesitte 8 adet C45 beton kaplama segmenti yer almaktadır. Tünelin temel alt kotu zemin yüzeyinden 42.00 m derinliktedir. Tünel tasarım hesapları için RS-1 *Normal Riskli Tünel* kabul edilmiştir.

Örnekte, Kısım 4.4.3 doğrultusunda statik yüklere eklenecek sismik yük tesirlerinin (kesit üzerine tesir eden moment, M , yük N , ve kesme kuvveti, T , değerlerinin hesabı açıklanmaktadır. Deformasyona bağlı tetkikler için ayrıca birim uzama değerlerinin hesabı da gösterilmektedir.



Şekil B1. Segmentli beton kaplamanın kesit özellikleri

B.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri Genlik Hesapları

Madde 3.4.1 doğrultusunda *Normal risk sınıfına* (RS-1) sahip tünel *kesintisiz kullanım performans hedefi* için DD-2a (144 yıl), ve *kontrollü hasar performans hedefi* için DD-1 (2475 yıl) yer hareketi düzeyi karşısında analiz edilmesi gerekmektedir. A- ve B- tipi basitleştirilmiş hesaplarda tünelin tekdüze özellikte jeolojik birimler içinde olduğu kabul edilir. Bu sebeple, daha derin ve daha sık seviyelerdeki katmanların rijitliğindeki farklılıklar (dinamik tepki analizleri dışında) dikkate alınmamalıdır.

TBDY (2018) belgesinde ortalama S-dalgası hızı (V_{s30}) temel alt kotundan itibaren belirlenmesine rağmen, A- ve B-tipi hesaplar için $V_{s30} = c_s$ değeri kabul edilmelidir. c_s değeri tünelin içinde yer aldığı jeolojik birimlerde (tasarım için kabul edilen) S dalgası hızıdır. Örnek 1’de Tablo 1 ile verilen hız profiline göre tünel genel olarak $c_s = 503$ m/s büyüklüğünde S-dalgası hızına sahip kıltaşı içinde kalsa da bu hız derin seviyelerde 469 m/s değerine inebilmektedir. Basitleştirilmiş yöntemlerin kullanılabilmesi amacıyla, en düşük c_s değeri tasarım parametresi olarak ele alınmış ve tünelin tam olarak bu hıza sahip formasyonun içinde

yer aldığı ($c_s = 469$ m/s) kabul edilmiştir (uygulamada belirsizlikler ve katman geçişleri sebebi ile daha düşük değerlerin kabul edilmesi mümkündür).

Aşağıda tasarımda dikkate alınacak yer hareketi genliklerinin hesabı açıklanmaktadır:

$$\delta_F = 1.2 - 0.02 (23 - 15) = 1.04 \text{ (faya yakınlık katsayısı, denklem 2.5 : } L_F=23 \text{ km)}$$

$$\delta_F = 1.2, \quad S_1 = 1.3 \quad (\text{doğrultu dönüştürme katsayısı, denklem 2.4})$$

$$\delta_T = 1.0 \quad (\text{düşük eğimli saha, denklem 2.6})$$

Kısım 2.3.2'ye göre yer hareketi genliklerine doğrultu dönüştürme, faya yakınlık, topoğrafik büyütme katsayıları tesirleri eklenmelidir:

DD-2a (144 yıl):

DD-2 ve DD-3 için spektral değerler Örnek 1'de Tablo 2 üzerinde gösterilmiştir.

$$\log [(S_s)_{DD-2a}] = 0.37 \cdot \log (0.851) + 0.63 \cdot \log (0.346) = -0.3163 \quad (\text{denklem 2.1})$$

$$(S_s)_{DD-2a} = 10^{-0.3163} = 0.483$$

$$\log [(S_1)_{DD-2a}] = 0.37 \cdot \log (0.273) + 0.63 \cdot \log (0.097) = -0.8470 \quad (\text{denklem 2.1})$$

$$(S_1)_{DD-2a} = 10^{-0.8470} = 0.142$$

$$(S'_s)_{DD-2a} = 0.483 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 0.580 \quad (\text{denklem 2.2})$$

$$(S'_1)_{DD-2a} = 0.142 \cdot 1.3 \cdot 1.04 \cdot 1.0 = 0.192 \quad (\text{denklem 2.3})$$

Zemin Etki Katsayıları

$$V_{s30} = c_s = 469 \text{ m/s}$$

TBDY (2018)'e göre temel altında zemin sınıfı ZC olarak belirlenmiştir.

$$F_s = 1.268 \text{ (TBDY, 2018 Tablo 2.1 üzerindeki değerlerin enterpolasyonu ile)}$$

$$F_1 = 1.500 \text{ (TBDY, 2018 Tablo 2.2 üzerindeki değerlerin enterpolasyonu ile)}$$

$$S_{DS} = 0.580 \times 1.268 = 0.735$$

$$S_{D1} = 0.192 \times 1.500 = 0.288$$

$$a_s = 0.4 \text{ g} \cdot 0.735 = 0.294 \text{ g}, \quad T_a = 0.15 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.9, 2.10})$$

$$v_s = 0.75 \cdot (0.735 \cdot 0.288)^{0.55} = 0.319 \text{ m/s}, \quad T_v = 0.6 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.11, 2.12})$$

$$f_D = 1 + (10 \cdot 0.142) = 2.42, \quad V_{s30} = 469 \text{ m/s}$$

$$d_s = 0.25 \cdot 2.42 \cdot 0.142 \cdot (469 / 760)^{-0.4} = 0.104 \text{ m}, \quad (\text{denklem 2.13, 2.14})$$

$$T_d = (2\pi \cdot d_s / v_s) = (2\pi \cdot 0.104 / 0.319) = 2.05 \text{ s}$$

DD-1 (2475 yılı):

Tünel boyuna eğilme analizleri için (Kısım 5.2.2.4) TBDY (2018) tarafından tanımlanan spektral değerler kullanılacaktır. Tünel kesit analizleri için ise (Kısım 6.1.4) sahanın dinamik tepki analizi sonuçları kullanılmaktadır.

TBDY (2018) göre

$$(S'_s)_{DD-1} = 1.500 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 1.80 \quad (\text{denklem 2.2})$$

$$(S'_1)_{DD-1} = 0.415 \cdot 1.3 \cdot 1.04 \cdot 1.0 = 0.561 \quad (\text{denklem 2.3})$$

ZD zemin sınıfı için

$F_s = 1.200$ (TBDY, 2018 Tablo 2.1 üzerindeki değerlerin enterpolasyonu ile)

$F_1 = 1.361$ (TBDY, 2018 Tablo 2.2 üzerindeki değerlerin enterpolasyonu ile)

$$S_{DS} = 1.800 \times 1.200 = 2.160$$

$$S_{D1} = 0.561 \times 1.361 = 0.764$$

$$a_s = 0.4 \cdot 2.160 \text{ g} = 0.864 \text{ g}, \quad T_a = 0.15 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.9, 2.10})$$

$$v_s = 0.75 \cdot (2.160 \cdot 0.864)^{0.55} = 1.057 \text{ m/s}, \quad T_v = 0.6 \text{ s} \quad (\text{denklem 2.11, 2.12})$$

$$f_D = 1 + (10 \cdot 0.561) = 6.61, \quad V_{S30} = 469 \text{ m/s}$$

$$d_s = 0.25 \cdot 6.61 \cdot 0.561 \cdot (469 / 760)^{-0.4} = 1.125 \text{ m}, \quad (\text{denklem 2.13, 2.14})$$

$$T_d = (2\pi \cdot d_s / v_s) = (2\pi \cdot 1.125 / 1.057) = 6.69 \text{ s}$$

B.2 Tünelin Rijitlik Parametreleri

Çatlaklı kesit için kesit genişliklerinde %10 indirim yapılmıştır (kesin değerler donatı hesabı sonrasında belirlenmeli ve hesaplar gerekiyorsa revize edilmelidir).

$$E_{CM} = 34000 \text{ MPa} \quad (\text{C45 betonun elastik modülü})$$

Boyuna yönde tesirlerin analizlerinde:

$$A = \pi \cdot [(5.20 \text{ m})^2 - (4.60 \text{ m})^2] = 18.5 \text{ m}^2$$

$$I = (\pi/4) \cdot [(5.20 \text{ m})^4 - (4.60 \text{ m})^4] = 223 \text{ m}^4$$

Ovalleşme analizleri için:

$$I = I_1 = 0.60^3 / 12 = 0.018 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$I_e \cong (4/8)^2 \cdot 0.018 = 0.0045 \text{ m}^4/\text{m} \quad (\text{denklem 6.15, ve } I_e \ll I \text{ kabulüyle})$$

Çatlamış kesit rijitlikleri dikkate alındığında, düzlem dışında eğilme için kesit çarpanı 0.50 (TBDY, 2018; Tablo 4.2) olarak alınacaktır. Bu durumda $I_1 = 0.50 \times 0.018 \text{ m}^4/\text{m} = 0.009 \text{ m}^4/\text{m}$ hesaplanır. $I_e < I_1$ olması sebebiyle, enine kesit analizinde $I_1 = 0.0045 \text{ m}^4/\text{m}$ alınmıştır.

B.3 Tünelin Boyuna Yönünde Tesirlerin Analizi

Tünelin boyuna yönde oluşan eğrilik sonucunda kesite etkiyen normal kuvvet (N), kesme kuvveti (V) ve moment (M) değerleri Madde 6.2.1 ve 6.2.2 doğrultusunda hesaplanmaktadır.

DD-2a (144 yıl):

DD-2a deprem seviyesi için A-tipi hesabın (Madde 6.2.1) kullanılması uygundur.

$$a_s = 0.294 \text{ g} \quad v_s = 0.319 \text{ m/s} \quad d_s = 0.104 \text{ m} \quad T_d = 2.05 \text{ s}$$

$$c_{se} = 0.8 \text{ km/s} = 800 \text{ m/s} \quad r = 5.20 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{\max}^a = [v_s / (2c_{se})] = 0.319 / (2 \times 800) = 0.0199\% \quad (\text{denklem 5.4})$$

$$\varepsilon_{\max}^b = 0.35 \cdot [5.20 \cdot 0.294 \cdot 9.81 / 800^2] = 8.20 \cdot 10^{-6} \quad (\text{denklem 5.5})$$

$$\varepsilon_{\max}^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b = 0.0207\% < 0.3\%$$

$$\lambda = c_{se} \cdot T_d = 800 \text{ m/s} \times 2.05 \text{ s} = 1640 \text{ m}$$

$$M_{l,\max} = (2\pi / 1640)^2 \times 34000 \times 223 \times 0.104 = 11.6 \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.11})$$

$$N_{l,\max} = (\pi / 1640) \times 34000 \times 18.5 \times 0.104 = 125 \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.12})$$

$$V_{l,\max} = (2\pi / 1640) \times 11.6 = 44.4 \times 10^{-3} \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.13})$$

DD-1 (2475 yıl):

B-tipi hesap yöntemi kullanılmıştır (Kısım 5.2.2.4).

$$a_s = 0.864 \text{ g} \quad v_s = 1.057 \text{ m/s} \quad d_s = 1.125 \text{ m} \quad T_d = 6.69 \text{ s}$$

$$c_{se} = 0.8 \text{ km/s} = 800 \text{ m/s} \quad r = 5.20 \text{ m}$$

$$\lambda = c_{se} \cdot T_D = 800 \text{ m/s} \times 6.69 \text{ s} = 5352 \text{ m}$$

$$G'_s = 360 \text{ MPa} \quad (\text{bu örnekte Bölüm B.3 içerisinde hesaplanmıştır})$$

ZYE etkisi dikkate alınmadığı durumda tesirler

$$M_{l,\max} = (2\pi / 5352)^2 \cdot 34000 \cdot 223 \cdot 1.125 = 11.8 \text{ MNm} \quad (\text{denklem 5.11})$$

$$N_{l,\max} = (\pi / 5352) \cdot 34000 \cdot 18.5 \cdot 1.125 = 415 \text{ MN} \quad (\text{denklem 5.12})$$

$$V_{l,\max} = (2\pi / 5352) \cdot 11.8 = 13.9 \cdot 10^{-3} \text{ MN} = 13.9 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.13})$$

ZYE etkisi için azaltma faktörlerinin hesabı

$$k_t = k_a = \frac{16 \cdot \pi \cdot 360 \cdot (1-0.5)}{3-4 \cdot 0.5} \cdot \frac{10.40}{5352} = 17.6 \text{ MPa} \quad (\text{denklem 5.16})$$

$$RF_1 = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{34000 \cdot 18.5}{17.6} \cdot \left(\frac{2\pi}{5352} \right)^2 = 1.02 \quad (\text{denklem 5.14, } \phi=45^\circ)$$

$$RF_2 = 1 + \frac{1}{4} \cdot \frac{34000 \cdot 223}{17.6} \cdot \left(\frac{2\pi}{5352} \right)^4 = 1.00 \quad (\text{denklem 5.14, } \phi=45^\circ)$$

$$N_{l,max,yze} = 415 / 1.02 = 407 \text{ MN} \quad (\text{denklem 5.17})$$

$$M_{l,max,yze} = 11.8 / 1.00 = 11.8 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{denklem 5.18})$$

$$V_{l,max,yze} = 13.9 / 1.00 = 13.9 \text{ kN} \quad (\text{denklem 5.19})$$

Deformasyon tetkikleri:

$$\varepsilon_{zye}^{ab} = \left[\left(\frac{1.057}{2 \cdot 800} \right) / 1.02 + \left(0.35 \cdot 5.20 \cdot \frac{0.864 \cdot 9.8}{800^2} \right) / 1.00 \right] = 0.067 \% < 0.3\% \quad \checkmark$$

B.4 Tünel Kesitinde Enine Yönde Sismik Tesirlerin Analizi

Tünelin boyuna yönde oluşan eğrilik sonucunda kesite etkiyen normal kuvvet (N), kesme kuvveti (V) ve moment (M) değerleri Kısım 6.2.1 ve 6.2.2 doğrultusunda hesaplanmıştır.

DD-2a (144 yıl):

Kısım 6.2.1 ile tanımlanan A-tipi hesap için verilen yöntemle serbest saha deformasyonları, Z (= 40.00 m) > 2D (= 20.80 m) olması nedeniyle, Kısım 6.1.2 ile tanımlanan yöntemle hesaplanmıştır.

$$c_s = 469 \text{ m/s} \quad c_s' / c_s = 0.90 \quad (\text{Tablo 6.1})$$

$$c_s' = 0.90 \cdot 469 = 422 \text{ m/s}$$

$$G_s' = (22 \cdot 10^3 \cdot 422^2 / 9.81) = 399 \cdot 10^6 \text{ Pa} = 399 \text{ MPa} \quad (\text{denklem 6.6})$$

$$\gamma_{max} = 0.319 / 422 = 7.56 \cdot 10^{-4} = 0.0756\% \quad (\text{denklem 6.1})$$

$$\varepsilon_T = 3 (1 - 0.5) \cdot 0.6 \cdot 0.0756\% / 5.20 = 0.0131 \% \quad (\text{denklem 6.9})$$

$$\varepsilon_M = (399 / 34000) \cdot (1 - 0.2^2) \cdot 5.20 \cdot 0.0756\% / 0.60 = 0.00738 \% \quad (\text{denklem 6.10})$$

$$V_{max} = T_{max} = 34000 \cdot 0.60 \cdot 0.0131\% = 2.88 \text{ MN/m} = 2880 \text{ kN/m} \quad (\text{denklem 6.11})$$

$$M_{max} = (1 / 6) \cdot 34000 \cdot 0.60^2 \cdot 0.00738\% = 0.150 \text{ MNm/m} = 150 \text{ kNm/m} \quad (\text{denklem 6.11})$$

DD-1 (2475 yıl):

B-tipi hesap için Kısım 6.1.4 doğrultusunda, serbest saha deformasyonları dinamik saha tepki analizi ile belirlenmiştir. Bu analizin detayları Ek-1 ile sunulmuştur. *Şekil B2* analiz sonuçlarının özetini göstermektedir. Bu sonuçlar, Kısım 6.2.2 doğrultusunda tünel üzerindeki tesirlerin hesaplanmasında kullanılmıştır.

Şekil B.2 (ortalama eğrisi) üzerinde,

31.6 m derinlikte yatay deplasman : 0.0190 m

42.0 m derinlikte deplasman : 0.0114 m

$$\Delta_{\text{serbest-saha}} = 0.0190 \text{ m} - 0.0114 \text{ m} = 0.0076 \text{ m} = 0.76 \text{ cm}$$

$$(\gamma_{max})_{ort} = 0.76 \text{ cm} / (42 \text{ m} - 31.6 \text{ m}) = 0.0731\%$$

$$(\tau_{max})_{ort} = 263 \text{ kN/m}^2 \quad (36.8 \text{ m derinlikteki ortalama değer alınmıştır})$$

$$G'_s = (\tau_{\max})_{\text{ort}} / (\gamma_{\max})_{\text{ort}} = 263 / 0.0731\% = 360 \cdot 10^3 \text{ kPa} = 360 \text{ MPa}$$

$$(\text{Not: } G_{\max} = 22/9.8 \times 469^2 = 494 \cdot 10^3 \text{ MPa, } G'_s / G_s = 360 / 494 = 0.73,$$

$$c'_s / c_s = (0.73)^{0.5} = 0.85, \text{ karşılaştırma için bkz. Tablo 6.1})$$

$Z > 2D$ (derin tünel kabulü) sebebi ile, tasarım hesaplarında $(\gamma_{\max}) \geq v_s / c'_s$ koşulunun sağlanması gerekir:

$$v_s / c'_s = 1.057 / (0.85 \cdot 469) = 0.265 \% > (\gamma_{\max})_{\text{ort}}$$

Bu sebeple hesaplarda $\gamma_{\max} = 0.265\%$ alınmıştır.

$$F_C = \frac{360 \cdot (1 - 0.2^2) \times 10.40^3}{24 \cdot 34 \cdot 10^3 \cdot 0.0045} = 106 \quad (\text{denklem 6.14})$$

$$K_I = \frac{12 \cdot (1 - 0.5)}{2 \cdot 106 + 5 - 6 \cdot 0.5} = 0.0280 \quad (\text{denklem 6.21})$$

$$M_{\max} = (1 / 12) \cdot 0.0280 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 10.40^2 \cdot 0.265\% = 241 \text{ kNm/m} \quad (\text{denklem 6.19})$$

$$V_{\max} = (1 / 3) \cdot 0.0280 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 10.40 \cdot 0.265\% = 92.6 \text{ kN/m} \quad (\text{denklem 6.20})$$

Denklem 6.24, drenajsız mukavemet için ($v_s=0.5$) sadeleştirilirse

$$K_2 = 1 + \frac{2 - F_C \cdot \alpha}{(F_C + 1) \cdot (2 + \alpha)}, \quad \alpha = \frac{G'_s \cdot (1 - v_l^2) \cdot D}{E_l \cdot t_l}$$

$$\alpha = \frac{360 \cdot (1 - 0.2^2) \cdot 10.40}{32 \cdot 10^3 \cdot 0.60} = 0.187, \quad K_2 = 1 + \frac{2 - 106 \cdot 0.187}{(106 + 1) \cdot (2 + 0.187)} = 0.924$$

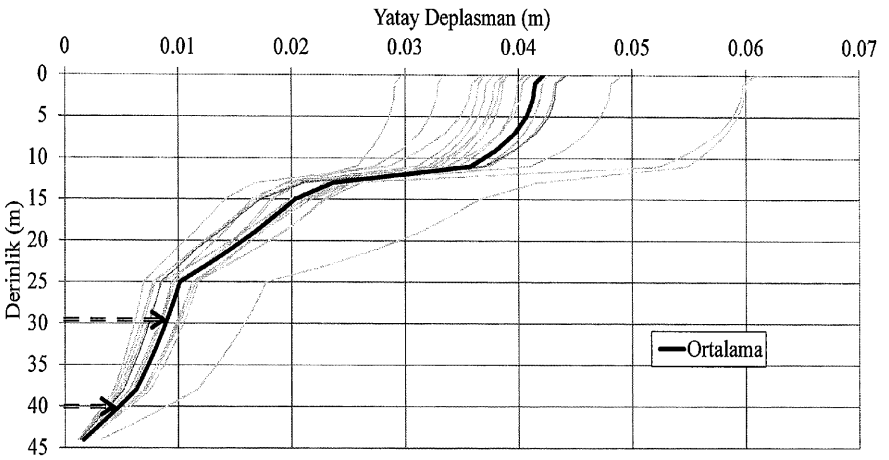
$$T_{\max} = (1 / 2) \cdot 0.924 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 10.40 \cdot 0.265\% = 5270 \text{ kN/m} \quad (\text{denklem 6.23})$$

$$\varepsilon_M = (1 / 24) \cdot 0.60 \cdot 0.0280 \cdot 0.265\% \cdot 360 \cdot 10.40^2 / (34 \cdot 10^3 \cdot 0.0045) = 0.047 \% \quad (\text{denklem 6.25})$$

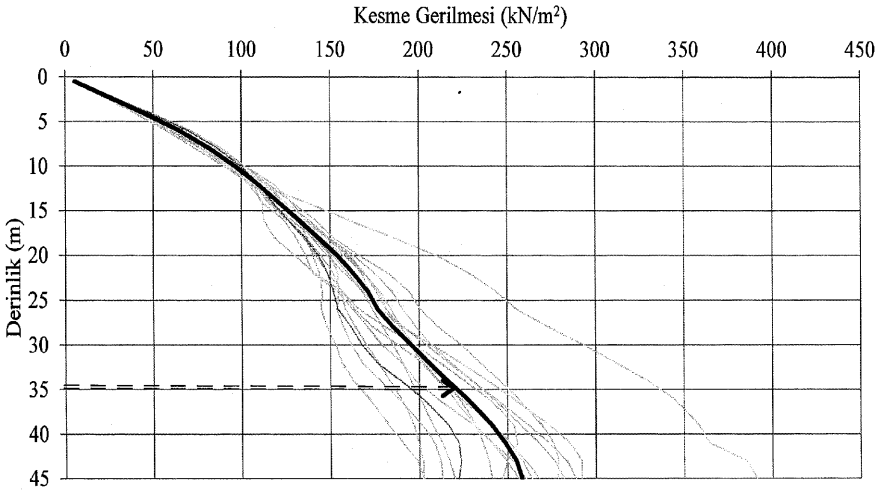
$$\varepsilon_T = (1 / 2) \cdot 0.924 \cdot 0.265\% \cdot 360 \cdot 10.40 / (34 \cdot 10^3 \cdot 0.60) = 0.022 \% \quad (\text{denklem 6.26})$$

$$\varepsilon_M + \varepsilon_T = 0.069\% < 0.3\%$$

Ancak, bu değerler statik yükler altında gerçekleşen kuvvet ve birim deformasyonlar ile birleştirilerek kesit yeterliliği tetkiki yapılmalıdır.



(a)



(b)

Şekil B.2. Dinamik saha tepkisi analizleri sonucunda (Ek-1) serbest sahada gerçekleşen (a) ortalama yatay deplasmanlar .

EK-1 DİNAMİK SERBEST SAHA TEPKİSİ ANALİZİ

Tablo A.1 ile verilen zemin özellikleri ile, düşey yönde ilerleyen S-dalgaları için dinamik zemin tepkisi hesabı DEEPSOIL (Hashas vd. 2016) programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Dolgu zemin hariç, modelde katman dilimlerinin kalınlıkları en çok 2.0 m olarak seçilmiştir. Bu kalınlıkla tüm jeolojik birimlerinde transfer edilebilen en yüksek dalga frekansı yaklaşık olarak,

$$f_{\max} = (c_s)_{\min} / (8 \times 2.0 \text{ m}) = 330 / 16 = 20 \text{ Hz}$$

değerinde hesaplanmıştır. Dolayısı ile $T_{\max} = 1/20 = 0.05 \text{ s}$ olup; bu değer kayıt ölçeklendirmede dikkate alınan en düşük periyotun ($0.2 T_p = 0.2 \text{ s}$)'den 4 kat küçüktür ve yeterli görülmüştür. Doğrusal olmayan zemin davranışı, bu oranın daha da artmasına sebep olacaktır (Bu konuyla ilgili daha kesin değerlendirme, dilimlerin kalınlıkları $\frac{1}{2}$ oranında azaltılıp, sonuçlardaki değişikliklerin gözlemlenmesiyle yapılabilmektedir).

Zeminlerin deformasyona bağlı rijitlik azalmaları Darendeli (2001) tarafından sunulan amprik ilişki kullanılarak belirlenmiştir. Bu ilişki DEEPSOIL programında mevcuttur. Kıltaşının doğrusal olmayan davranışının kil zeminler ile tutarlı olduğu kabul edilmiştir. Jeolojik birimlerin plastisite endeksi *Tablo A.1* ile verilmektedir. Zeminlerin konsolidasyon oranı bilinmemekle beraber, sonuçların hassasiyetine yönelik değerlendirme sonucunda OCR=5 oranında bir konsolidasyon oranı tanımlamanın hesap hatasını makul seviyede tutacağı öngörülmüştür. Nitekim OCR oranının artması davranışı daha doğrusal hale getirmektedir. DEEPSOIL programında tanımlanan zemin (c_s) profili ve diğer parametreler *Şekil Ek.1.1* ile gösterilmektedir.

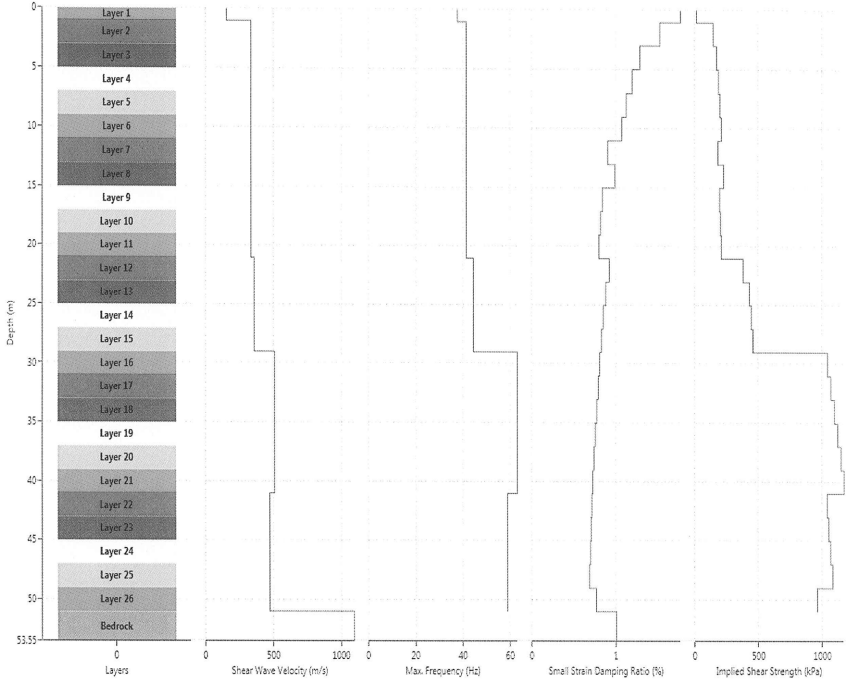
Yer hareketi 51.0 m derinlikte başlayan $c_s = 1092 \text{ m/s}$ dalga hızına sahip kaya birim üzerinde tanımlanmıştır. Hesap yöntemi gereği bu kaya birim deformasyonlara doğrusal tepki vermektedir. Kaya üzerindeki hareketin seçimi için, zemin sınıfı ($V_{s30} = c_s = 1092 \text{ m/s}$ kabulü ile) ZB olarak belirlenmiş ve saha faktörleri DD-1 (2475 yıl) deprem seviyesi için tekrar değerlendirilerek, spektral parametreler ($F_s = 0.9$, $F_1 = 0.8$; TBDY, 2018 *Tablo 2.1*)

$$S_{DS} = 1.800 \times 0.9 = 1.62$$

$$S_{D1} = 0.561 \times 0.8 = 0.449$$

olarak hesaplanmıştır.

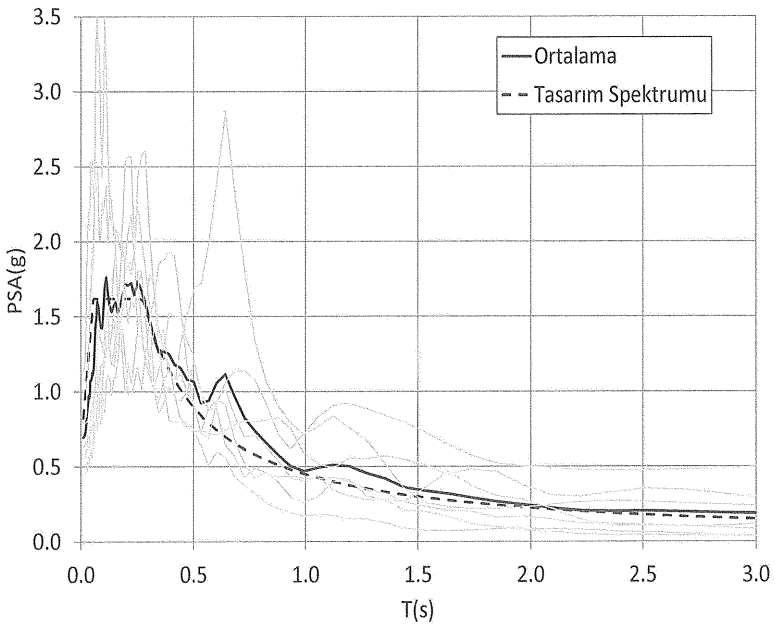
Kısım 2.8 doğrultusunda, ölçeklendirilmiş ivme kayıtlarının (%5 sönümleme için) spektral ivme ortalaması bu spektral parametreler ile uygun çizilmiş tasarım spektrumunun 0.2 s ve 1.5 s periyot aralığında verdiği spektral ivme değerlerinden aşağıda olmamalıdır. Bu doğrultuda, 4 (≥ 3) adedi yakın fay yönelim etkisine sahip olan ve süzgeçlenmiş 8 (≥ 7) adet *ivme takımı* PEER veri tabanından (<https://ngawest2.berkeley.edu>) SRSS bileşeni seçeneği kullanılarak seçilmiş ve ölçeklendirilmiştir. TBDY (2018) madde 2.5.1.3 ve 2.5.2.1.(a) ile belirtildiği üzere bir ve iki boyutlu analizlerde ölçeklendirilmiş *ivme kaydı* kullanılmalıdır. Bu sebeple, her *ivme takımı*ndan bir yatay bileşen seçilerek tekrar ölçeklendirme kalibrasyonu yapılmış ve analiz için hazırlanmıştır. Fay yönelim etkisi içeren kayıtlarda bu bileşen, etkinin görüldüğü ve nispeten yüksek periyotlarda en yüksek spektral ivme değerlerini veren yöndür. Diğer kayıtlarda ise madde 2.8.3.2 ($T_p=1\text{s}$) ve TBDY (2018) madde 2.5.2.1.(a) gereğince ($0.2 \cdot T_p =$) 0.2 s ve ($1.5 \cdot T_p =$) 1.5 s periyot aralığında en büyük spektral değerlerin alınmasına ve ortalama spektrum ve tasarım spektrumu arasında en iyi tutarlılığın sağlanmasına dikkat edilerek seçim yapılmıştır. *İvme kayıtları* hakkında özet bilgi *Tablo Ek-1-1* ile verilmektedir. Ölçeklendirilmiş ivme kayıtlarının %5 sönümleme için tepki spektrumları *Şekil Ek-1-2* ile sunulmaktadır.



Şekil Ek-1-1. DEEPSOIL programında S-dalgası hızı profili ve diğer parametreler.

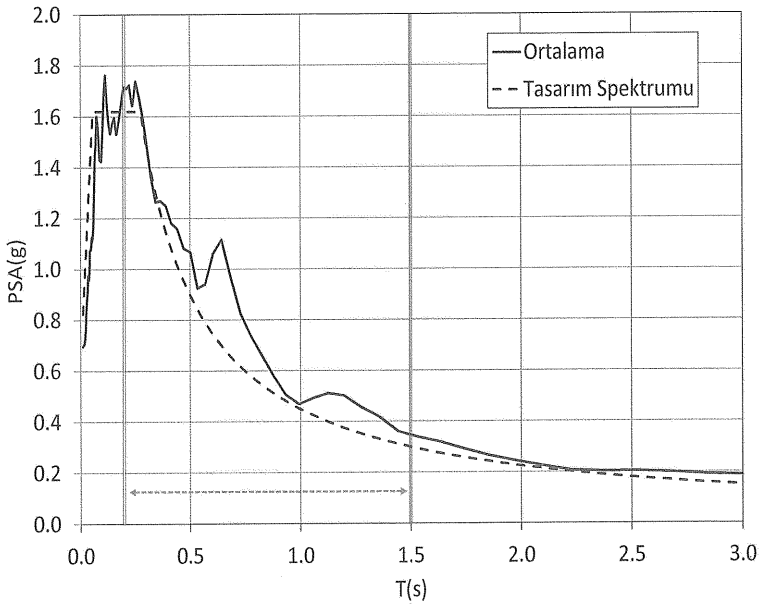
Tablo Ek-1-1. Nihai ölçekleriyle PEER veri tabanından seçilen ivme kayıtları

RSN (No.)	Bileşen	Deprem İsmi	Yıl	Magn.	Mekanizma	İstasyon	Vs30 (m/s)	Ölçek. Faktörü
164	147	Imperial Valley-06/ABD	1979	6.5	Doğrultu Atım	Cerro Prieto	472	2.69
291	270	Irpinia-01/İtalya	1980	6.9	Normal	Rionero In Vulture	575	5.56
552	009	Chalfant Valley-02/ABD	1986	6.2	Doğrultu Atım	Lake Crowley -	457	4.78
879	260	Landers/ABD	1992	7.3	Doğrultu Atım	Lucerne	1369	1.54
1148	090	Kocaeli/Türkiye	1999	7.5	Doğrultu Atım	Arcelik	523	4.70
6928	S10E	Darfield/Y.Zelanda	2010	7.0	Doğrultu Atım	LPCC	650	2.76
8164	EW	Düzce/Türkiye	1999	7.1	Doğrultu Atım	IRIGM 487	690	1.79



Şekil Ek-1-2. Ölçeklendirilmiş kayıtların %5 sönümleme için tepki spektrumları

Şekil Ek-1-3 ise ölçeklendirilmiş spektrumlar ortalamasının $0.2 \text{ s} < T < 1.5 \text{ s}$ aralığında tasarım spektrumu ordinatları ile karşılaştırılmasını sunmaktadır. Ortalama spektral değerler bu periyot aralığında ZB tipi saha koşulu için tanımlanan tasarım spektrumu ordinatlarının altında kalmamaktadır. Bu ivme kayıtları ile DEEPSOIL analizleri gerçekleştirilerek, zeminlerde yatay deplasman ve kesme gerilmesi zarfları belirlenmiş ve örneklerde kullanılmıştır.



Şekil Ek-1-3. Ölçeklendirilmiş kayıtların %5 sönümlleme için spektrumlarının ortalamasının T=0.2-1.5s aralığında tasarım spektrumu ile karşılaştırılması.

Kaynakça:

Darendeli, M.B. (2001). Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, The University of Texas, Austin, Texas.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2016) "DEEPSOIL 6.1, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign

TBDY (2018): Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Resmî Gazete Sayı: 30364, 18 Mart 2018.

Ek-2
GEOTEKNİK KONULAR RAPORU

İÇİNDEKİLER

1. JEOLojİK, 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

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
 - 2.5.1. Rijit Blok Analizi Ampirik Yaklaşımları
 - 2.5.2. Esnek Kütle Analizi Ampirik Yaklaşımları
- 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 / Sıyrma
 - 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 Kayma Dalgası Hızı ile Tekrarlı Direnç Oranı Tahmini

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

4.8. Demiryolu 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

5.3.1.3. 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

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_0	Sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı
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

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, batimetrik ve jeolojik haritalar, hava fotoğrafları ve yakında yapılmış etüt veya su sondajı verilerinin toplanıp değerlendirilmesini 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 saha araştırmaları 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, 2005):

- 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 kütleli 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. Ayrıca ülkemizde de Kara Yolları Genel Müdürlüğü (KGM) ve Türkiye Cumhuriyeti Devlet Demiryolları Genel Müdürlüğü (TCDD) gibi zemin araştırmaları ağırlıklı projelerin gerçekleştiği kurumlarımızın yıllar içerisinde oluşturdukları şartnameler vardır. Bu bölümde ülkemizdeki farklı kurumların teknik şartname ve önerileri verilmekte olup, ayrıca diğer ülkelerde uygulanan mühendislik pratiklerinden de örnekler sunulmaktadır.

“Geoteknik Konular Raporu” ’nun bir yönetmelik veya şartname olmadığına altını çizerek proje müellifleri bağlı bulundukları kurumun teknik döküman ve şartnamelerine bağlı kalarak bir zemin araştırma ve sondaj programı hazırlayabileceklerdir. Zemin araştırmaları ile ilgili kendi şartnameleri haricinde bu rapor kapsamında verilen diğer ulusal ve uluslararası tavsiyeler teknik bir kültür zenginliğidir. Proje müellifleri raporda verilen öneriler doğrultusunda kurumsal önceliklerini de gözeterek, zemin profilinin heterojen/üniform oluşumunu ve üst yapı özelliklerini de dikkate alarak söz konusu projeye özel sondaj programı hazırlayabileceklerdir.

Projenin ilk aşamasında jeofizik araştırmalar yapılarak belirlenen zemin profili yapısına göre detay sondaj planlaması 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. Tüneller 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 (2005) 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 (2005) 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).

Aç-kapa tünellerde INDOT (2019) tarafından ankrajlı duvarlar için önerilen sondaj derinlik kriterlerinin uygulanması uygundur. Bu kriterlere göre minimum sondaj derinliği kazı derinliğinin iki katı kadar olmalıdır. Eğer bu derinlikte ardışık olarak yapılacak iki adet standart penetrasyon deneyinde elde edilecek penetrasyon dirençleri onbeşten büyük ($N > 15$) olması koşulu sağlanıyorsa sondaj sonlandırılacak, aksi taktirde SPT kriteri sağlanıncaya kadar sondaja devam edilecektir. Planlanan derinlik içerisinde anakayaya girilmesi halinde FHWA (2002) tarafından önerildiği gibi kayada 3 m karotlu ilerleme sonrasında sondaja son verilebilecektir. TCDD (2015) ve KGM (2005) şartnamelerinde ise genel bir kural olarak ise anakayada 5 m karotlu ilerleme akabinde sondaj sonlandırılacaktır.

1.1.4.1.2. Köprü/Viyadük Sondajları

Sondaj Aralıkları ve Yerleşimi

KGM (2005) 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 hazırlanmalıdır.

Sondaj Derinlikleri

Temellerin yüzeysel veya kazıklı olma durumunun öngörülebildiği durumlarda, 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 özellikle zemin katmanlarına ulaşınca 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.

KGM (2005) 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.
- $20 < SPT-N < 40$ 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.
- $SPT-N \geq 40$ 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: Orijinal 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 artırılıp / azaltılabilecek ve yerleri değiştirilebilecektir.

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

- Dolgu orta eksenini 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 (2005) 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 tabanın 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 ulaşınca kadar devam etmelidir.

KGM (2005) 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 (2005) 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: Orijinal 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 ile 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 ulaşmaya 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 yeraltı suyu 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. Numune alımı ASTM D1587 (2008) esaslarına uygun olarak yapılmalıdır.

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, ağızına zemin tutucu takılmış (sepet-basket tipi) özel tüpler ile incisi 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 hazırlanabilmektedir.

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)
- Direkt 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 oranı (AKO)

Konsolidasyon oturmasının azaltılması / hızlandırılması için yatay drenajın sağlanması amacıyla zemin iyileştirmesi 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) (otomatik şahmerdanlarda enerji verimliliği ölçümü periyodik olarak yapılmalıdır)
- Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)
- Piezokon Deneyi (CPTu)
- Sismik Konik Penetrasyon Deneyi (SCPT)
- 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 (yüksektiler, depresyonlar ve fay düşümleri)
- Kum, çakıl, organik zemin merceklerinin 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 dalgası hızları küçük birim deformasyonları ortamında zeminin rijitliğini yansıtmakta ve deformasyon modülü değeri ile korele edilmektedir. S dalgası hızı kullanılarak zemin-kaya cinsi ve dayanamlıları ile ilgili değerler türetilmektedir.

Elektrik-rezistivite ölçümleri sonucu ise zemin-kaya kütlesi içerisinde lokal olarak mevcut farklılıkların tespiti yapılabilmektedir (kil içerisinde kum-çakıl mercekleri 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 mercekleri: Elektrik rezistivite
- Erime boşlukları: Elektrik rezistivite ve geo-radar

Kuyu içi sismik dalgası 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 içeriğı aşağıda özetlenmiştir (KGM, 2005):

“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 yapılması gereklidir:

- Yeraltı suyu seviyesinin tespiti ve mevsimsel değışimleri
- 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 taşır katman (akifer) seviyenin bulunması durumunda, yeraltı suyu düzeyinin veya basıncının ölçülmesi için piyezometrelerden yararlanılması uygun olacaktır.

Yeraltı suundaki 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. Süreksizliklerin dayanım – deformasyon parametreleri belirlenmelidir.

1.2.2. Deformasyon Parametreleri

Zeminlerde dalga yayılımını etkileyen dolayısıyla deprem yükleri altında zemin davranışını kontrol eden parametreler maksimum kayma modülü (G_{maks}), titreşimlerin sönümleme 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 sönümleme 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.

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

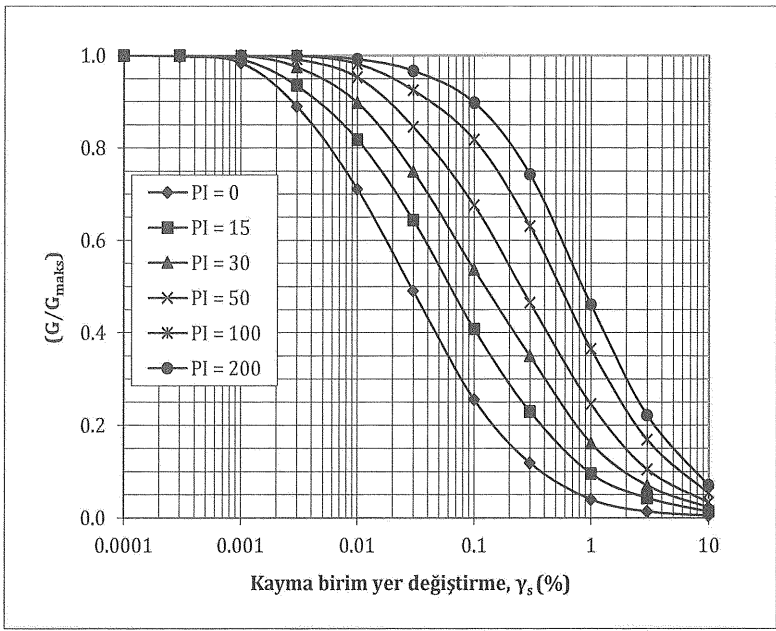
$$\rho = \gamma (\text{kN/m}^3) / 9.807 \quad (\text{Denklem 1.2})$$

Maksimum kayma modülünün sismik etüt verilerine dayalı olarak hesaplanması önem arz etmektedir. 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 ($\sigma'_m = (1 + 2K_0)(1/3)\sigma'_{v0}$), K_0 : sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı, σ'_{v0} : zeminin (düşey) efektif örtü yükü ve k_p : zeminin plastisite indisine bağlı katsayıdır.

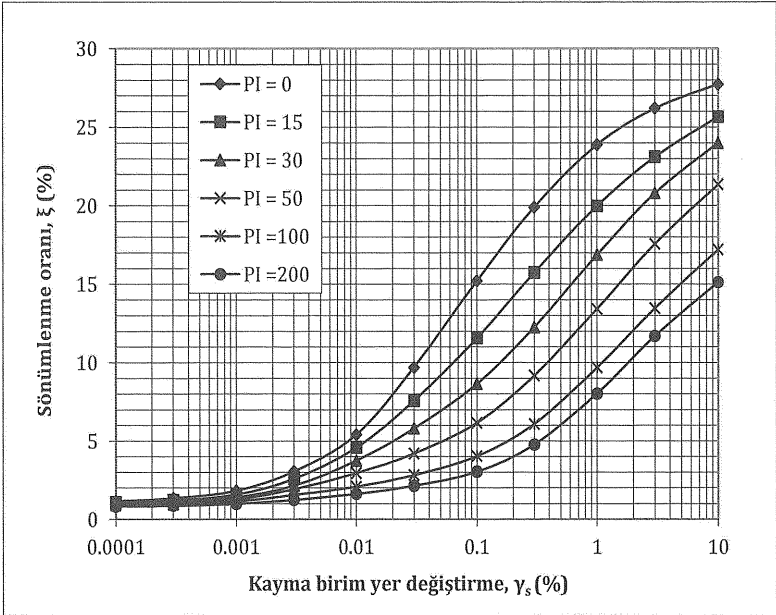
Maksimum kayma modülü ve sönümlenme oranı deprem esnasında oluşan kayma birim yer değiştirmesine bağlı olarak değişmektedir. Bu değişim için Vucetic ve Dobry (1991) tarafından önerilen killi zeminler için ve EPRI (1993) tarafından kumlu zeminler için davranışlar sırasıyla Şekil 1.1 ve Şekil 1.2 'de gösterilmektedir. 1 atmosfer çevre basıncı altındaki killer 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 yer 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/m ² cinsinden olup; k_p katsayısı plasitisite 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		

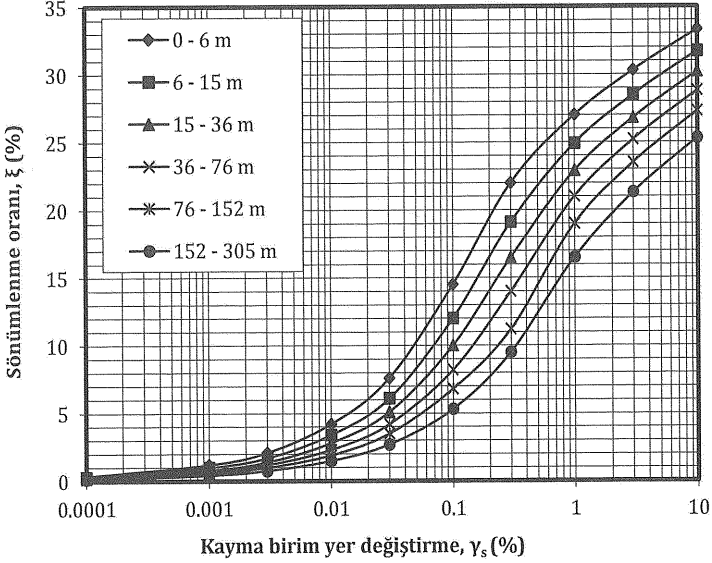
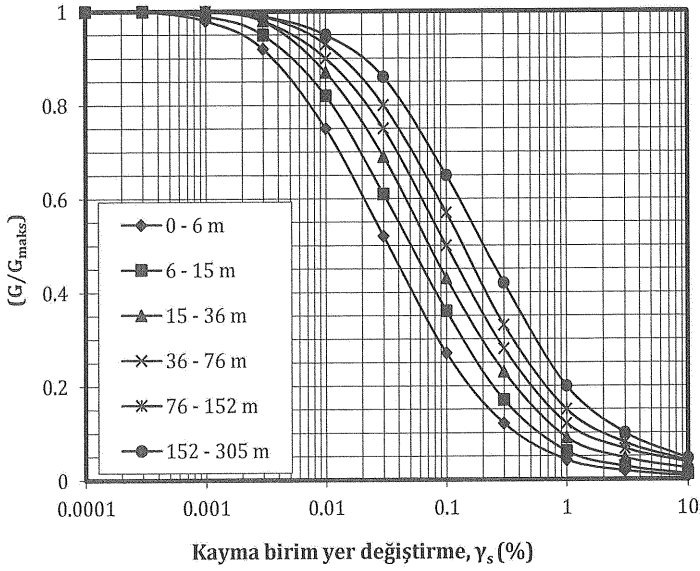


(a)

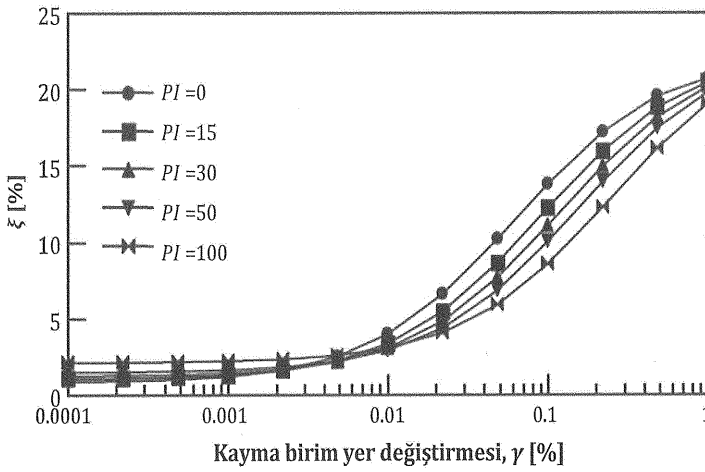
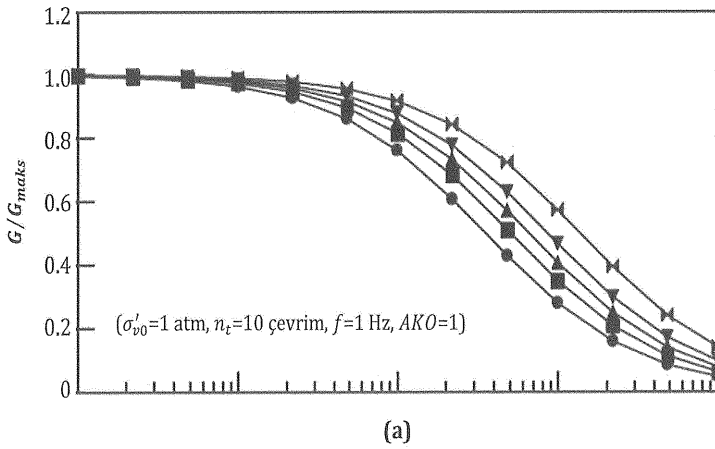


(b)

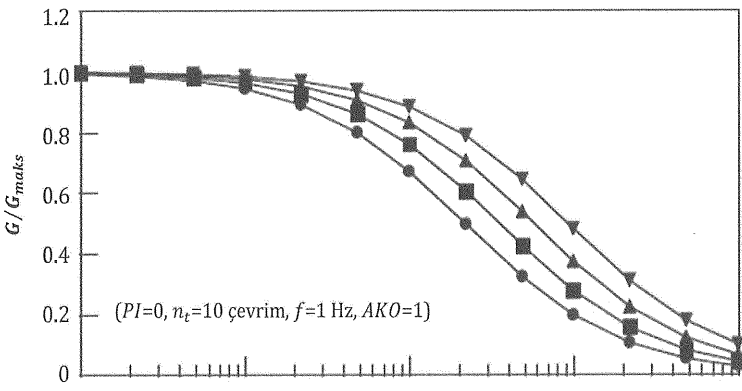
Şekil 1.1. Killer için (a) kayma modülü oranı ve (b) sönümlenme katsayısı oranlarının kayma birim yer değiştirmesine bağlı davranışı (Vucetic ve Dobry, 1991)



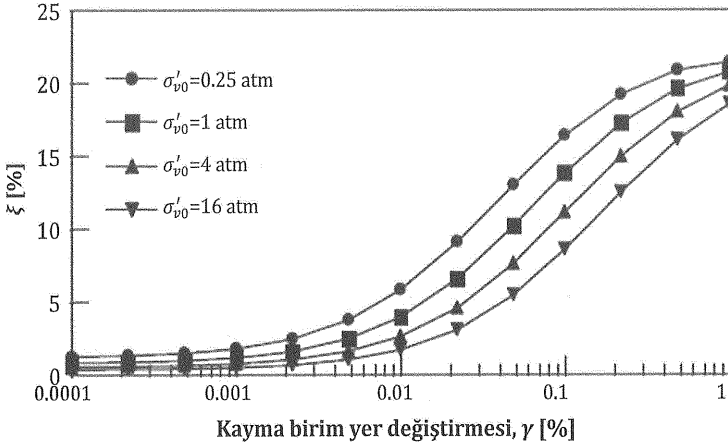
Şekil 1.2. Kumlar için (a) kayma modülü oranı ve (b) sönümlenme katsayısı oranlarının kayma birim yer değiştirmesine bağlı davranışı (EPRI, 1993)



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



(a)



(b)

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 ayrılmış, orta sağlam kayalar	760 - 1500	-	-
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, 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 (sıvılaşabilir zeminler, yüksek derecede hassas kiler, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek kiler, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) kiler, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı kiler.			

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

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

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

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 penetrasyon deneyi darbe sayısını [darbe/30 cm] ve drenajsız kayma dayanımını [kN/m²] göstermektedir.

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

KAYNAKLAR

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2017). "LRFD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications", Pub. Code: LRFDTUN-1, Washington DC, Amerika.
- ASTM D1587 (American Society for Testing and Materials) (2008). "Standard Practice for Thin Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes", 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.
- INDOT: Indiana Department of Transportation (2015). "Geotechnical Manual", Hindistan.
- 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 (2005). "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. 1, 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
d_{es}	Esnek kütlelin kalıcı yer değıştirmesi
d_r	Rijit bloğun kalıcı yer değıştirmesi
E_t	Göçmeye zorlayan etkilerin toplamı
F	Kuvvet
F_{PGA}	PGA için yerel zemin etki katsayısı
F_1	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
GS	Güvenlik sayısı
H	Şev yüksekliği
k	Yatay eşdeğer ivme
k_h	Yatay eşdeğer deprem katsayısı
k_{maks}	Maksimum deprem katsayısı
k_v	Düşey eşdeğer deprem katsayısı
k_y	Yenilme ($GS=1.0$ değerini veren) eşdeğer deprem katsayısı
M_w	Deprem moment büyüklüğü
PGA	Maksimum yer ivmesi
PGV	Maksimum yer hızı
R_t	Göçmeye karşı koyan etkiler ve dirençlerin net toplamı
r	Fay kırığına olan en yakın mesafe
S_c, S_d	Zemin profili katsayıları
S_1	1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
T_r	Deprem tekrarlanma periyodu
T_s	Zemin profilinin doğal periyodu
T_m	Deprem hareketinin medyan periyodu
t	Zaman
W	Kayan kütle ağırlığı
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
ψ_a	Esnek kütlelin maksimum yatay eşdeğer ivmesi katsayısı
ψ_v	Esnek kütlelin maksimum yatay eşdeğer hızı 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 , k_v) eşdeğer (psüdo) statik analiz yöntemi (NCHRP, 2008a) veya; ii) frekans veya zaman ortamında 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). Kaya kütlelerde süreksizlik parametrelerine bağlı olarak kinematik - limit denge analizleri ve gerekirse sayısal yöntemlerle analizler yapılmalıdır.

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, serbest şevler için "Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri (Sektör: Ulaşım Tesisleri - A1)" Madde 6.11.3.5 ve 6.11.3.6'ten destekli şevler için; 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; kuvvet, moment ve dilimlerarası kuvvetleri dikkate alan kayma eğrisine uygun yöntemler kullanılarak eşdeğer statik limit denge analizleri veya sonlu elemanlar/farklar vb. yöntemler kullanılarak zaman ortamında 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 sıvılaşmadan 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.

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

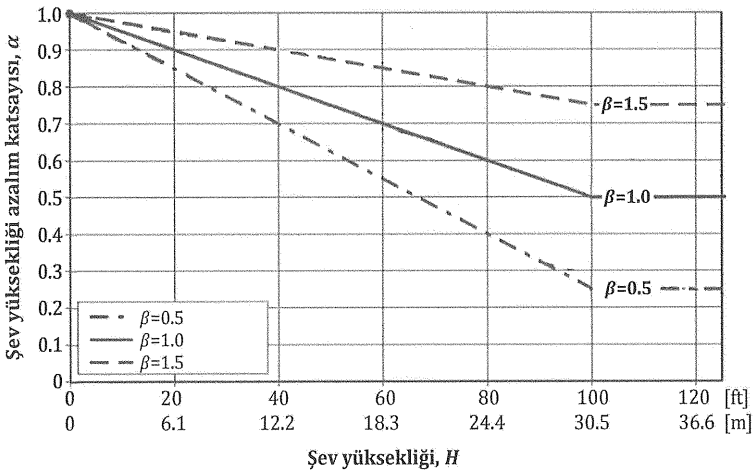
$$k_h = 0.5 \times \alpha \times k_{maks} \quad (\text{Denklem 2.2b})$$

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

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

Burada; k_{maks} : potansiyel yenilme kütleindeki maksimum deprem katsayısı (zemin sınıfına bağlı düzeltilmiş maksimum yer ivmesi katsayısı), H : şev yüksekliği [m], α : şev yüksekliği azalım katsayısı, β : ivme tepki spektrumu şekil katsayısı, PGA : maksimum yer ivmesi (22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'ndan alınacaktır), 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 (22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'ndan alınacaktır).

Şev yüksekliği azalım katsayısı (α) değerinin şev yüksekliği (H) ile olan ilişkisi Şekil 2.1'de verilmiştir. Şev yüksekliği azalım katsayısının (α), $H > 30$ m koşulunda $H=30$ m'deki değerinin alınması gerekmektedir. Temel zeminin ZA ve ZB sınıfları olması durumunda hesaplanan α değeri %20 arttırılacaktır. ZA ve ZB zemin sınıflarında $H < 6$ m için arttırılmış haliyle $\alpha = 1.2$ alınacaktır (NCHRP, 2008a).



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

Denklemler 2.2b'deki 0.5 katsayısı limit değer analizlerinde maksimum değer katsayısının %50'sinin kullanıldığı anlamına gelmektedir. Bu katsayı kullanılarak yapılan limit değer analizleri sonucunda elde edilen değerlik sayıları $GS \geq 1.1$ olması durumunda şevde değer sonrasına ortaya çıkacak kalıcı yer değiştirmeler 1 - 2 inç (2.5-5 cm) mertebesinde kalmakta ve şevde stabilite sorunu olmadığına işaret etmektedir. Bu nedenle uygulamada maksimum değer 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 büyütm faktörü (δ_T) uygulanacaktır. Topoğrafik büyütm 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 (Tablo 2.3). Olası göçme yüzeyinin tabana yakın olarak geçtiği potansiyel heyelan bölgelerinde ise ihmal edilebilir (EN 1998-5, 2004). Birden fazla palyeli şevlerde ortalama şev açısı dikkate alınmalıdır.

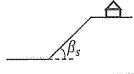
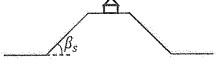
Tablo 2.1. PGA değerleri için yerel zemin etki katsayısı, F_{PGA} (NEHRP, 2015)

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	0.8	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)					

Tablo 2.3. Topoğrafik büyüme faktörü (European Union, 2012)

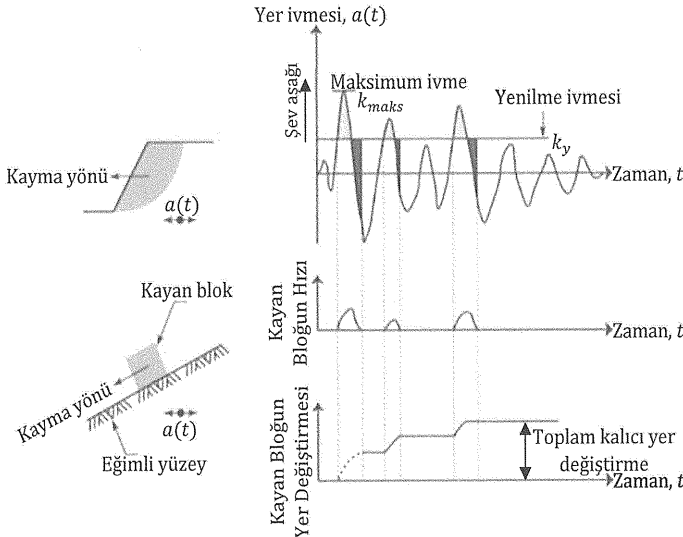
Topoğrafik Profil	Çizim	β_s	δ_T
İzole falez veya şev		$> 15^\circ$	1.2
Genişliği taban genişliğinden dar olan tepe ile sınırlandırılmış arka tarafta ters eğimin olduğu şev		$15^\circ - 30^\circ$	1.2
		$> 30^\circ$	1.4

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.

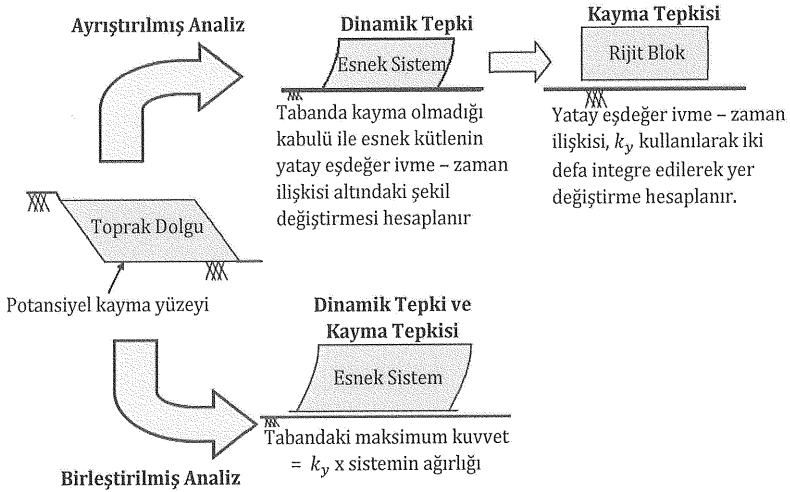
Şevdeki kalıcı yer değiştirmeler tasarım deprem kaydı kullanılarak Şekil 2.2’de gösterilen Newmark kayan rijit blok yöntemi ile hesaplanır (Newmark, 1965). Tasarım deprem kaydındaki yer ivmesinin k_y değerini aştığı zaman dilimlerinde yer değiştirmeler oluşmaktadır. Burada; k_y : yenilme ($GS=1.0$ değerini veren) eşdeğer deprem katsayısıdır. Bu yer değiştirmeler kayan kütle hızı ile tabanın kayma hızının çıkışmasına kadar devam eder. Deprem süresince kayma yönünde rijit blok ile tabanın arasındaki görelî hızına göre hesaplanan bu yer değiştirmeler birbirine eklenerek deprem sona erdiğinde rijit bloğun tabana göre görelî toplam kalıcı yer değiştirmesi hesaplanmaktadır.

Hesaplanan kalıcı yerdeğiştirmeler, serbest şevler için “Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri (Sektör: Ulaşım Tesisleri – A1)” Madde 6.11.3.5 ve 6.11.3.6’ten; destekli şevler için 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

ile kütlenin kayma tepkisi tahmin edilir. Dinamik tepki ile kayma tepkisi hesaplamalarında kütle tabanındaki (potansiyel kayma yüzeyindeki) dinamik kayma gerilmesi aynıdır. Birleştirilmiş analizde ise esnek kütlelerin doğrusal olmayan dinamik tepkisi sonucu şekil değiştirmesi ile kayma tepkisi sonucu oluşan yer değiştirmesi bir arada hesaplanır (Bray, 2007).



Şekil 2.4. Ayırıştırılmış ve birleştirilmiş analizin şematik gösterimi (Bray, 2007)

Ayırıştırılmış analiz yaklaşımında önce dinamik tepki hesabı için tabanda (potansiyel kayma yüzeyinde) görece yer değiştirmenin olmadığı kabulü yapılması ve sonra kayma tepki hesabında tabandaki yer değiştirmenin hesaplanması bir kabul içerse de birçok araştırmacı tarafından bu yöntemin birçok koşul için gerçekçi sonuçlar verdiği ifade edilmiştir (Bray, 2007). Ayırıştırılmış analiz sonucunda elde edilen yer değiştirme değerlerinin genel olarak güvenli tarafta kaldığı bilinmektedir (Rathje ve Bray, 2000). Öte yandan, birleştirilmiş analiz çok daha karmaşık bir hesaba gerektirse de sarsma tablası sonuçları ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği belirlenmiştir (Wartman vd., 2003).

2.5.1. Rijit Blok Analizi Ampirik Yaklaşımları

Rijit bloklar için kalıcı kayma yer değiştirmesi tahminine yönelik NCHRP (2008a) farklı bölgelerdeki ve saha koşulları için oluşturdukları korelasyonların Denklem 2.3 ile temsil edilebildiğini ifade etmişlerdir.

(Denklem 2.3)

$$\log d_r = -1.51 - 0.74 \log(k_y/k_{maks}) + 3.27 \log\left(1 - (k_y/k_{maks})\right) - 0.80 \log(k_{maks}) + 1.59 \log(PGV)$$

Burada; d_r : rijit blok kalıcı yer değiştirmesi [inç], k_y : yenilme eşdeğer deprem katsayısıdır ($GS=1.0$), k_{maks} : kayan bloktaki maksimum deprem katsayısı (Denklem 2.2a) ve PGV : maksimum yer hızıdır [inç/sn] (22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'ndan alınacaktır).

Saygılı ve Rathje (2008), 2383 adet moment büyüklüğü (M_w) 5.0 ila 7.9 arasında olan serbest sahada elde edilmiş ivme-zaman kaydı ve 4 adet yenilme eşdeğer deprem katsayısı ($k_y = 0.05, 0.1, 0.2$ ve 0.3) değerlerini kullanarak rijit blok kayma yer değiştirme değerlerinin hesabına yönelik olarak ampirik tahmin modeli geliştirmişlerdir. Bu model sonucunda oluşturulan farklı

iki yer hareketi parametresi ile elde edilen vektörel denklemlerden en düşük standart deviasyon değerini veren PGA (maksimum yer ivmesi) ve PGV (maksimum yer hızı) parametrelerine bağlı olarak kalıcı yer değiştirme tahmini için Denklem 2.4 önerilmiştir. Bu denklem $PGA \leq 1.0$ g niteliğindeki deprem kayıtları ile yapılan hesaplar sonucunda elde edilen 14000 adet sıfırdan farklı yer değiştirme değerinden türetilmiştir. Saygılı ve Rathje (2008) bu denklemin $T_s/T_m < 0.1$ olduğu şevlerde sismik yükleme kaynaklı gelişen heyelanlar için kullanılabileceğini ifade etmişlerdir.

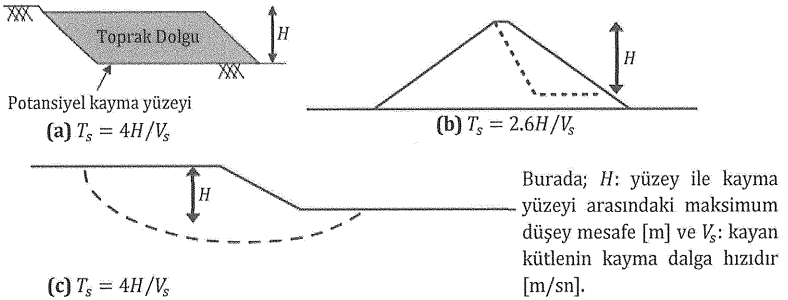
(Denklem 2.4)

$$\ln d_r = -1.56 - 4.58 \left(\frac{k_y g}{PGA} \right) - 20.84 \left(\frac{k_y g}{PGA} \right)^2 + 44.75 \left(\frac{k_y g}{PGA} \right)^3 - 30.50 \left(\frac{k_y g}{PGA} \right)^4 - 0.64 \ln \left(\frac{PGA}{g} \right) + 1.55 \ln(PGV)$$

Burada; d_r : rijit kütle yer değiştirmesi [cm], k_y : yenilme eşdeğer deprem katsayısı, PGA : maksimum yer ivmesi [g] (22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'ndan alınacaktır), PGV : maksimum yer hızı [cm/sn] (22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'ndan alınacaktır), T_s : kayan kütle için doğal periyodu [sn] ve T_m : deprem hareketinin median periyodudur [sn].

2.5.2. Esnek Kütle Analizi Ampirik Yaklaşımları

Esnek kütle analizlerinde depremin hareketinin ortalama periyodu (T_m) depremin moment büyüklüğü (M_w), faya uzaklık (r), derinlik ve zemin/kaya koşullarına bağlı olarak hesaplanmaktadır. Esnek kütle için deplasmanı ise T_s/T_m oranı, deprem hareketinin maksimum ivmesi (PGA) ve maksimum hız değerinin (PGV) fonksiyonu olarak ampirik denklemlerle hesaplanabilmektedir. Kayan kütle için doğal periyodu (T_s [sn]) Şekil 2.5'te gösterildiği gibi tahmin edilebilmektedir.



Şekil 2.5. Kayan kütle için doğal periyodun tahmini (Bray, 2007)

Deprem hareketinin ortalama periyodu (T_m [sn]), doğrusal direktivite koşullarının olmadığı koşullar altında türetilen Denklem 2.5 'ten elde edilebilmektedir (Rathje vd., 2004).

(Denklem 2.5)

$$\ln(T_m) = \begin{cases} 5.00 \leq M_w \leq 7.25 \text{ için} & -1.00 + 0.18(M_w - 6) + 0.0038r + 0.078S_c + 0.27S_d \\ M_w > 7.25 \text{ için} & -0.775 + 0.0038r + 0.078S_c + 0.27S_d \end{cases}$$

Burada; M_w : depremin moment büyüklüğü, r : fay kırığına olan en yakın mesafe [km], S_c : ayrışmış/yumuşak kaya ve sığ zemin kalınlığı koşullarında (ZC Sınıfı) 1.0 diğer koşullarda 0 alınan katsayı ve S_d : derin zemin koşulunda (ZD Sınıfı) 1.0 diğer koşullarda 0 alınan katsayıdır.

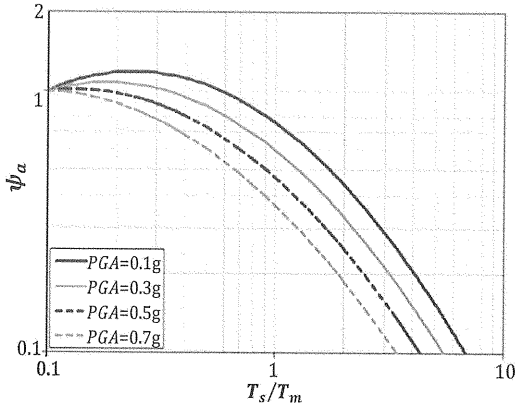
Rathje ve Antonakos (2011), $T_s/T_m \geq 0.1$ koşulu için esnek kütle davranışının değerlendirilmesinin uygun olacağını ifade etmişlerdir. Ayrıştırılmış analiz esasına dayalı olarak esnek kütle kalıcı yer değiştirme tahmini (d_{es}) için Denklem 2.6 önerilmiştir.

(Denklem 2.6a)

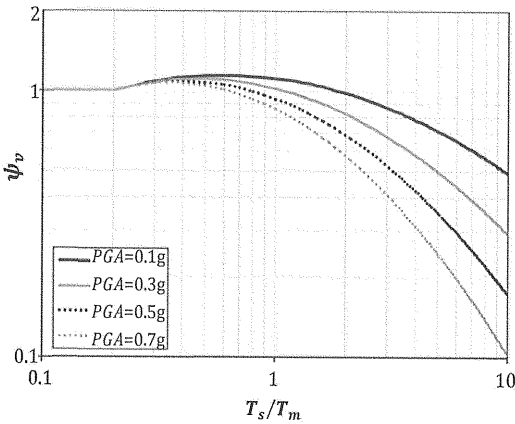
$$\ln d^*[\text{cm}] = -1.56 - 4.58 \left(\frac{k_y g}{\psi_a PGA} \right) - 20.84 \left(\frac{k_y g}{\psi_a PGA} \right)^2 + 44.75 \left(\frac{k_y g}{\psi_a PGA} \right)^3 - 30.50 \left(\frac{k_y g}{\psi_a PGA} \right)^4 - 0.64 \ln \left(\frac{\psi_a PGA}{g} \right) + 1.55 \ln(\psi_v PGV)$$

$$\ln d_{es}[\text{cm}] = \begin{cases} T_s \leq 0.5 \text{ sn için} & \ln d^* + 1.42 T_s [\text{sn}] \\ T_s > 0.5 \text{ sn için} & \ln d^* + 0.71 \end{cases} \quad (\text{Denklem 2.6b})$$

Burada; PGA : maksimum yer ivmesi [g], PGV : maksimum yer hızı [cm/sn], T_s : kayan kütle için doğal periyodu [sn] (Şekil 2.5) ve T_m : deprem hareketinin median periyodudur [sn] (Denklem 2.5). Bu yöntemde yer değiştirme tahmini için kullanılan maksimum yatay eşdeğer ivme değeri katsayısı (ψ_a) ve maksimum yatay eşdeğer hız değeri katsayısı (ψ_v) değerleri T_s/T_m oranına bağlı olarak Şekil 2.6 ve Şekil 2.7'den alınabilmektedir. $T_s/T_m < 0.2$ koşulu için $\psi_v = 1.0$ olarak alınacaktır.



Şekil 2.6. $\psi_a - T_s/T_m$ ilişkisi (Rathje ve Antonakos, 2011)



Şekil 2.7. $\psi_v - T_s/T_m$ ilişkisi (Rathje ve Antonakos, 2011)

Birleştirilmiş analiz için Bray ve Travarasrou (2007) yaklaşımı kullanılabilir.

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.

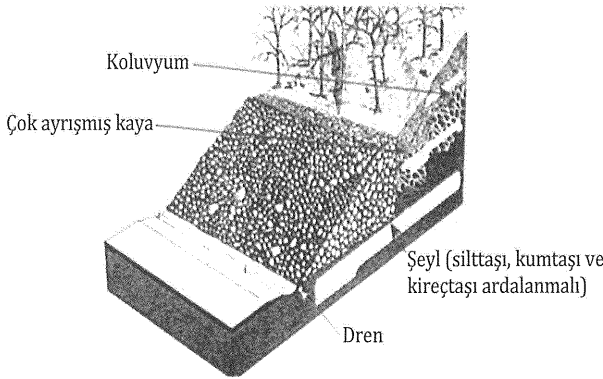
2.6.1. Zeminlerde Alınacak Önlemler

Zeminlerde alınacak başlıca önlemler aşağıda sıralanmıştır:

- Sorunun elimine edilmesi:* Güzergha değışikliğinin mümkün olduğı durumlarda problemli sahadan uzaklaşmak en rasyonel yaklaşımdır. Bu alternatif mümkün değil ise stabil olmayan kütlelin 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 arttırılması:* Bu yöntemde heyelan topoğunda heyelana direnen bir kuvvet uygulanması veya kayma yüzeyinde zemin dayanımını arttırıcı önlemler alınmasıdır.

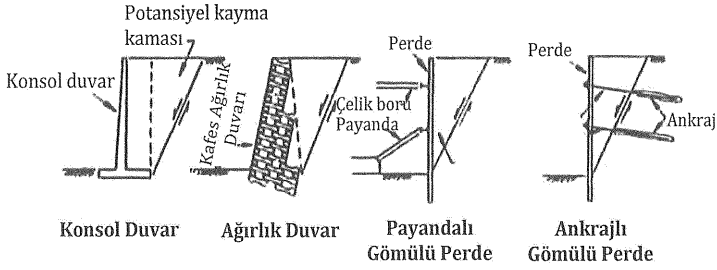
Heyelan topoğunda teşkil edilmiş bir kaya payanda örneğı (Şekil 2.8) direnen kuvvetleri arttırıcı tipik bir önlem uygulamasıdır.

Yine heyelan topoğunda stabiliteyi arttırıcı içten ve dışarıdan destekli dayanma yapılarına örnekler Şekil 2.9' 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 2.10'da gösterilmektedir.

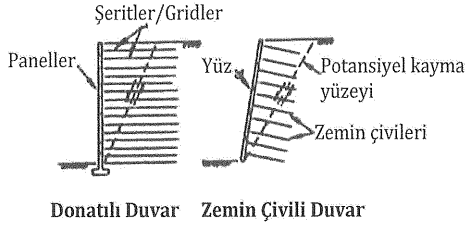


Şekil 2.8. Heyelan topoğunda kaya payanda uygulaması (Gedney ve Weber, 1978)

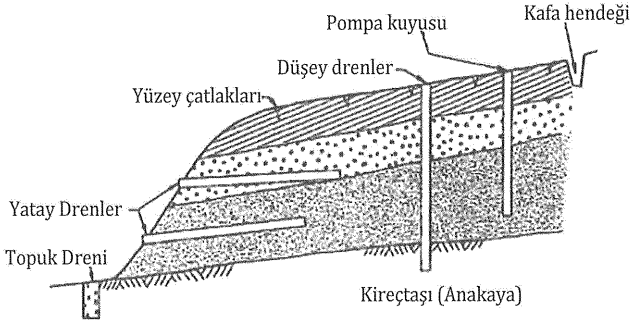
Dışardan Destekli Dayanma Yapısı Sistemleri



İçten Destekli Dayanma Yapısı Sistemleri



Şekil 2.9. Dayanma yapıları ile heyelanların önlemleri (Holtz ve Schuster, 1996)



Şekil 2.10. Heyelanlarda yatay ve düşey dren uygulaması (Gedney ve Weber, 1978)

2.6.2. Kayalarda Alınacak Önlemler

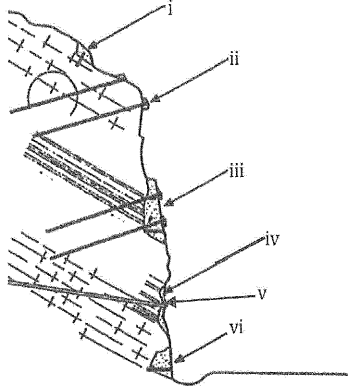
Kaya şevlerinde şev stabilizasyonu için üç farklı önlem paketi önerilmektedir:

- Donatılandırma
- Sökme / sıyırma
- Koruma

2.6.2.1. Donatılandırma

Bu kapsamda Şekil 2.11 'de gösterilen yöntemlerden biri veya daha fazlası aynı anda uygulanabilmektedir. Bu yöntemler aşağıda verilmiştir:

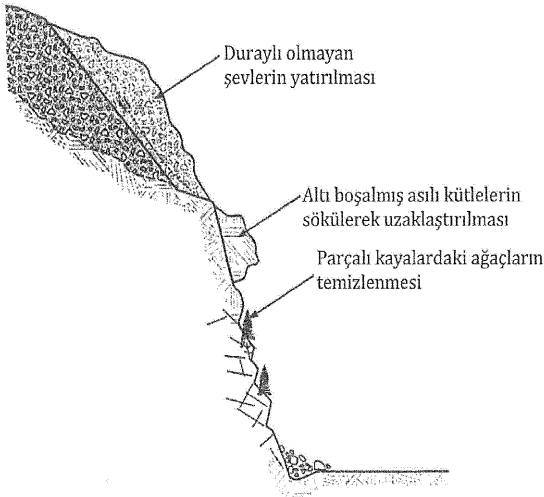
- i. Yüzeysel gevşeme ve dökülmeleri önleyici betonarme kesme dişleri
- ii. Taç bölgesinde kaymaları önleme amaçlı çekmeye çalışan kaya ankrajları
- iii. Fay ve ezilme zonlarında kayma şeklinde gelişebilecek yenilmeleri önleme amaçlı betonarme ankrajlı destek yapıları
- iv. Dökülmeleri önleme amaçlı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



Şekil 2.11. Donatılandırma 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 2.12 'de gösterilen operasyonlar yer almaktadır.



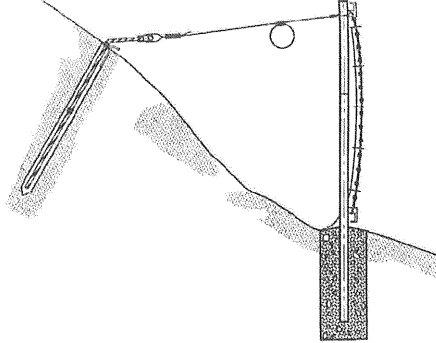
Şekil 2.12. Kaya yüzeylerinde duraylı olmayan kütlelerde sökme/sıyırma uygulamaları

2.6.2.3. Koruma

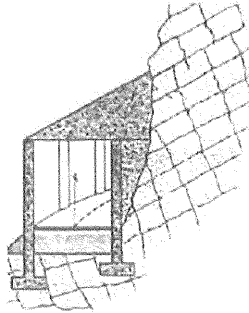
Koruma önlemleri ağırlıklı olarak kaya düşmelerini engelleme veya kaya düşmelerinden korunma amaçlı uygulanmaktadır. Çelik ağ uygulamaları (Şekil 2.13), kaya düşmesi bariyerleri (Şekil 2.14) ve sundurma uygulamaları (Şekil 2.15) koruma/korunma amaçlı uygulanan yöntemlerden bazılarıdır.



Şekil 2.13. Kaya düşmesine karşı çelik ağ uygulamaları



Şekil 2.14. Kaya düşmesi bariyerleri



Şekil 2.15. Sundurma uygulamaları (McCauley vd., 1985)

- Bray, J. D. (2007). "Chapter 14: Simplified Seismic Slope Displacement Procedures", *Earthquake Geotechnical Engineering*, 327 – 353, Springer.
- Bray, J. D. ve Travasarou, T. (2007). "Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 133 (4): 381 – 392.
- EN 1998-5 (2004). "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects".
- European Union (2012). "Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked Examples".
- 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.
- 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.
- Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique*, 15(2): 139 – 160.
- 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.
- Rathje, E. M. ve Bray, J. D. (2000). "Nonlinear Coupled Seismic Sliding Analysis of Earth Structures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126, 1002–1014.
- Rathje, E. M., Faraj, F., Russell, S. ve Bray, J. D. (2004). "Empirical Relationships for Frequency Content Parameters of Earthquake Ground Motions", *Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute* 20 (1): 119 – 144.
- Saygılı, G. ve Rathje, E. M. (2008). "Empirical Predictive Models for Earthquake-Induced Sliding Displacements of Slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, June 2008, 134 (6): 790-803.
- TBDY (2018). "Türkiye Binalar için Deprem Yönetmeliği: Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar", Türkiye Cumhuriyeti, Ankara.
- Wartman, J., Bray, J. D. ve Seed, R. B. (2003). "Inclined Plane Studies of the Newmark Sliding Block Procedure", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129, 673 – 684.

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
C_{Vs}	Düzeltilme faktörü
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	Bağıl 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_0	Zeminin sükunetteki toprak basıncı katsayısı değeri
K_{Mw}	Deprem moment büyüklüğü ölçekleme katsayısı
K_{a1} ve K_{a2}	Kumun jeolojik yaşının V_s ve CRR değerlerine etkisini yansıtan katsayıları
K_{md}	Çok yönlü yükleme ölçekleme katsayısı
K_{tk}	V_s değeri için temiz kum düzeltme 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 eğrişi düzeltilme 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 düzeltilmesi yapılmış)
$N_{1,60,tk}$	Standart penetrasyon darbe sayısı (%60 enerji verimliliğine göre, örtü yükü ve temiz kum (ince dane içeriği) düzeltilmesi 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 düzeltilmesi yapılmış koni (uç) direnci
$q_{c,1,N}$	Konik penetrasyon deneyi örtü yükü düzeltilmesi yapılmış ve normalize edilmiş koni (uç) direnci
$q_{c,1,N,tk}$	Konik penetrasyon deneyi örtü yükü ve temiz kum düzeltilmesi (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 oluşturmayan 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 doğgun kohezyonsuz birimlerin kalınlığı
t_i	Suya doğgun kohezyonsuz sıvılaşabilir her bir alt tabakanın kalınlığı
V_s	Ölçülmüş kayma dalga hızı
V_{s1}	Düzeltilmiş kayma dalga hızı
V_{s1}^*	Kayma dalga hızının üst limiti
$V_{s,12m}^*$	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, güzergâh 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, V_s değeri (jeofizik çalışmalar), zeminin dane çapı dağılımı, doğal su içeriği ve Atterberg limit değerlerinin belirlenmesini içerecektir.

$S_{DS} < 0.33$ küçük olduğu sahalarda ve aşağıdakilerden en az birinin sağlandığı durumlarda $0.33 \leq S_{DS} \leq 0.50$ olan zeminlerde sıvılaşma tetiklenme incelemesi yapılmayabilir:

- (i) Kil içeriğinin %20'den fazla ve plastisite indisinin 10'dan yüksek olduğu kumlu zeminlerde
- (ii) İnce dane (No. 200 elekten geçen) yüzdesinin % 35'ten fazla ve $SPT-N_{1,60} > 20$ olduğu kumlu zeminlerde

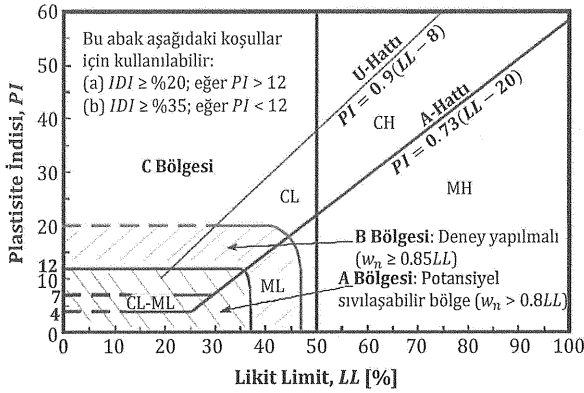
ZD, ZE veya ZF grubuna giren, sürekli bir tabaka veya kalın mercerler halinde bulunan kumlu zeminlerde sıvılaşma potansiyeli'nin bulunup bulunmadığının, arazi ve laboratuvar deneylerine dayanan uygun analiz yöntemleri ile incelenmesi ve inceleme sonuçlarının ayrıntılı olarak rapor edilmesi zorunludur.

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.

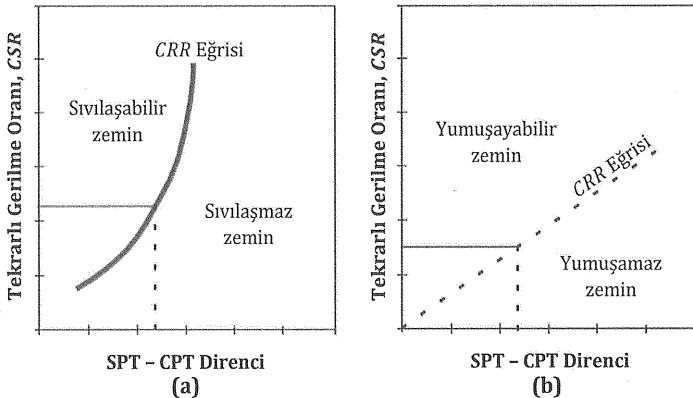
(ii) Yeraltı su seviyesinin altında yer alan, yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan plastik silt ve killi zeminlerdir. Bu zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi için malzemenin doğal su içeriği ve Atterberg limitlerine bağlı olarak Seed vd. (2003) tarafından tanımlanan Şekil 3.1'deki kriterler kullanılacaktır. Bu abakta tanımlanan 3 farklı bölge ve bunların sıvılaşma performansları aşağıda özetlenmiştir:

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



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

Şekil 3.1'de tanımlanan Bölge A 'daki zeminler için yapılacak sıvılaşma 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 sıvılaşma ve yumuşama sınır çizgisinin solunda kalan zeminlerde sıvılaşma/yumuşama gerçekleşmesi beklenmekte olup bu çizgilerin sağında kalan zeminlerde ise sıvılaşma/yumuşama potansiyeli yoktur. Şekil 3.2'de tariflenen yöntemlere göre sıvılaşma / yumuşama tetiklenme analizlerinin sayısal değerlendirmesi Bölüm 3.3'te sunulmuştur.



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

Alternatif olarak Çetin ve Bilge (2014) yöntemi de ince daneli zeminlerin sıvılaşma/yumuşama performansı değerlendirmesinde kullanılabilir.

3.3. Sıvılaşma Tetiklenme Analizi

Bölüm 3.2'deki değerlendirmeler sonucunda sıvılaşma potansiyeline sahip zeminler için sıvılaşma/yumuşama tetiklenme analizlerinin yapılması beklenir.

Sıvılaşmaya karşı güvenlik koşulu Denklem 3.1 'de tanımlanmıştır.

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

veya,

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

Burada;

CSR : deprem moment büyüklüğü $M_w = 7.5$ ve efektif gerilme $\sigma'_{v0} = 1$ atm koşulları için normalize edilmiş tekrarlı gerilme oranı,

CRR : $M_w = 7.5$ ve $\sigma'_{v0} = 1$ atm koşulları için normalize edilmiş tekrarlı direnç oranı,

CSR^* : tekrarlı gerilme oranı,

CRR^* : tekrarlı direnç oranı ve,

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 düzeltme (MSF ve K_σ ile) yapılacaktır. Bu düzeltmelerin nasıl yapılacağı Bölüm 3.3.2'de sunulmuştur.

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 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 : tekrarlı gerilme oranı ve 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 yöntemle 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 sıvılaşabilir tabaka için statik durumdaki toplam ve efektif örtü yükü, a_{maks} : ilgili deprem düzeyine karşılık gelen maksimum yer ivmesi (PGA) 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] cinsindendir) 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} : ilgili deprem düzeyine karşılık gelen maksimum yer ivmesi (PGA) 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 kütlesinin 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

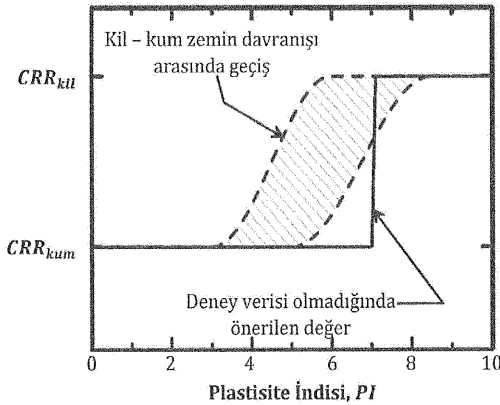
Tekrarlı direnç oranı, zeminin sıvılaşmaya karşı direncini temsil etmektedir. Bu değerin hesaplanmasında ağırlıklı olarak vaka örneklerinden derlenen veriye istinaden geliştirilen yarı – ampirik tabanlı yaklaşımlar kullanılmaktadır. SPT verisine dayalı değerlendirmelerde Boulanger ve Idriss (2014) (Yöntem 1A) veya Çetin vd. (2018) (Yöntem 1B), CPT verisine dayalı değerlendirmelerde ise Boulanger ve Idriss (2014) (Yöntem 1A) veya Moss vd. (2006) çalışmalarında sunulan yöntemler kullanılmalıdır. Bu dokümanda, Yöntem 1A ve Yöntem 1B ile ilgili detaylar verilmiştir. Kayma dalgası hızına dayalı değerlendirmelere örnek olarak EK-3A'da tariflenen yöntem kullanılabilir.

3.3.2.1. Yöntem 1A

Sıvılaşma tetiklenme analizlerinde tekrarlı direnç oranının (CRR) hesabı Yöntem 1A ile yapılırken, maksimum tekrarlı gerilme oranı (CSR_{maks}) Denklem 3.3 ve Denklem 3.4 kullanılacaktır. Alternatif olarak tekrarlı gerilme oranı Yöntem 2 ile de hesaplanabilecektir.

Boulanger ve Idriss (2004a)'e göre sıvılaşma potansiyelinin ve performansının zeminin "kum gibi" ve "kil gibi" davranışına göre değişmektedir. Araştırmacılar bu iki davranış arasındaki geçişi Şekil 3.3 'teki gibi tariflemiştir. Buna göre "kum gibi" ve "kil gibi" davranışlara sahip zeminler aşağıdaki gibi açıklanmıştır:

- (a) Kum gibi zeminler: PI değerinin 7 'den küçük olduğu zeminlerdir. Bu tip zeminlerde tekrarlı yükleme kaynaklı sıvılaşma tetiklenmesi incelenecektir.
- (b) Kil gibi zeminler: PI değerinin 7 'den büyük/eşit olduğu zeminlerdir. Bu tip zeminlerde tekrarlı yükleme kaynaklı yumuşama tetiklenmesi incelenecektir. Ancak bu değerlendirmenin yapılacağı zeminlerin hassasiyetleri de dikkate alınmalıdır.



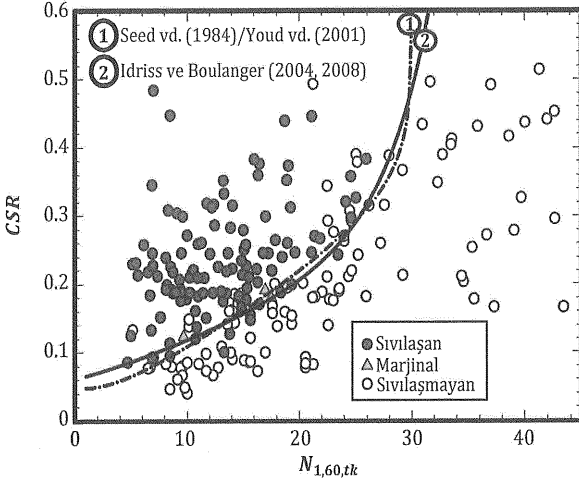
Şekil 3.3. Kum gibi - kil gibi davranışları arasında geçiş bölgesi (Boulanger ve Idriss, 2004a)

Boulanger ve Idriss (2004b) tarafından önerilen söz konusu deprem senaryosu için sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (GS) Denklem 3.6 ile hesaplanmaktadır.

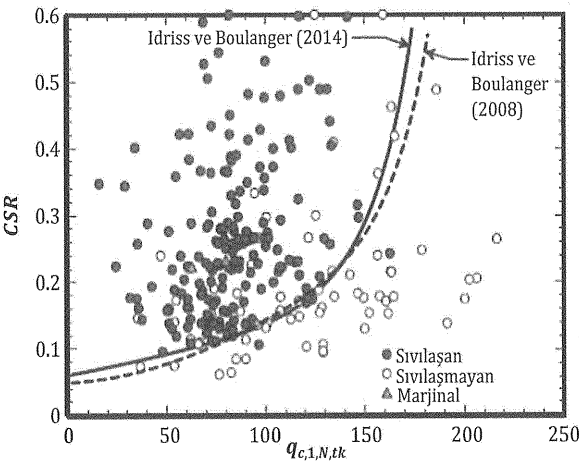
$$GS = \begin{cases} \text{Kum gibi;} & CRR_{kum} / (CSR^* = CSR / (K_\sigma \times MSF)) \\ \text{Kil gibi;} & CRR_{kil} / (CSR^* = CSR / MSF) \end{cases} \quad (\text{Denklem 3.6})$$

Burada; CRR_{kum} : kum gibi zeminler için tekrarlı direnç oranı, CRR_{kil} : kil gibi zeminler için tekrarlı direnç oranı, MSF : moment büyüklüğü (M_w) ölçekleme katsayısı ve K_σ : kum gibi zeminlerdeki örtü yükü ölçekleme katsayısıdır. CRR değeri genel olarak, kum gibi zeminlerde sıvılaşma tetiklenmesine, kil gibi zeminlerde ise yumuşama tetiklenmesine karşı olan zemin direncini temsil etmektedir.

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, $N_{1,60,tk} < 37.5$ 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)



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

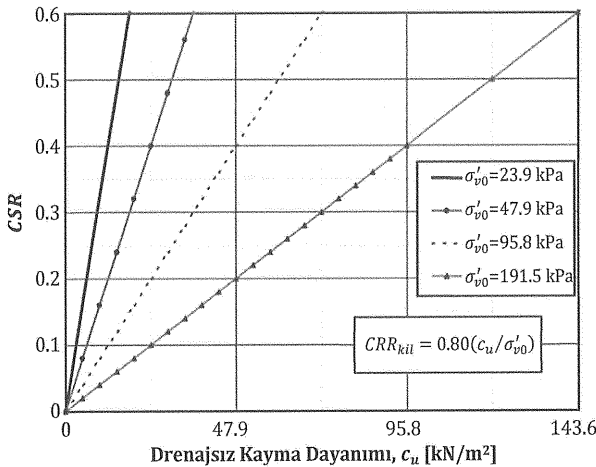
(Denklem 3.7)

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

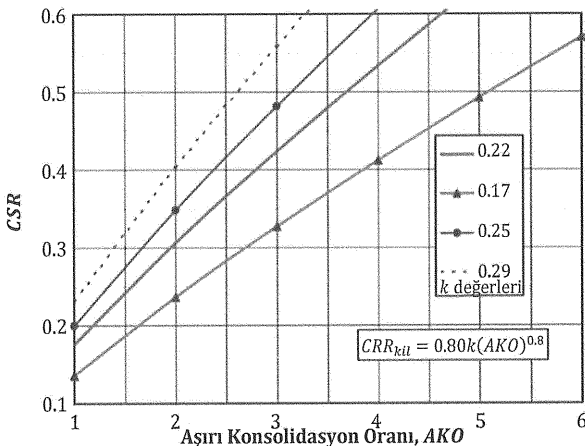
$$CRR_{kil} = \begin{cases} \text{Kil gibi (NK);} & 0.80k \\ \text{Kil gibi (AK)} & 0.80k(AKO)^{0.80} \end{cases} \quad (\text{Denklem 3.8a})$$

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

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 in 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)



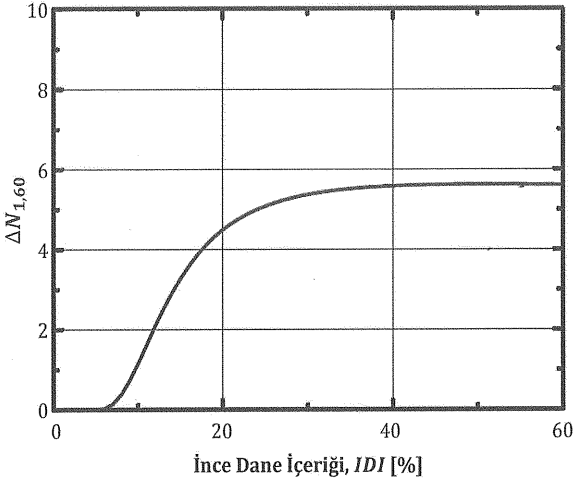
Şekil 3.7. Aşırı konsolide killer için $CSR- AKO$ ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2007)

Denklem 3.7’de yer alan $N_{1,60,tk}$ değerin 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 3.1), C_S : numune alıcı düzeltme katsayısı (Tablo 3.1), C_B : sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı (Tablo 3.1) 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, Denklem 3.11 $N_{1,60,tk} \leq 46$ koşulu için geçerlidir.

Tablo 3.1. 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 $q_{c,1,N,t,k}$ 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.

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

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

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

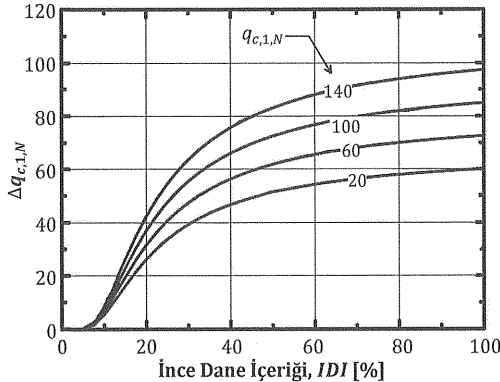
$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{1.338 - 0.249(q_{c,1,N,t,k})^{0.264}} \quad (\text{Denklem 3.12d})$$

Burada; P_a : 1 bar (1 bar = 1 atm = 100 kN/m²) olup, Denklem 3.12d $21 \leq q_{c,1,N,t,k} \leq 254$ aralığı için geçerlidir. Bu ilişki şematik olarak Şekil 3.10'da da gösterilmiştir.

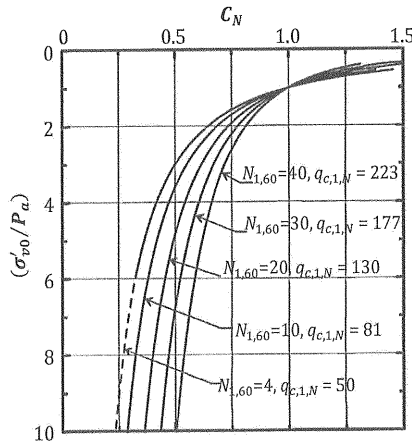
Konik penetrasyon deneyi ile sıvılaşma tetiklenme değerlendirmelerinin yapıldığı durumlarda zahir ince dane içeriğinin (IDI) tahmin edilmesine yönelik olarak Youd ve Idriss (1997) tarafından önerilen Denklem 3.13 kullanılacaktır.

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

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



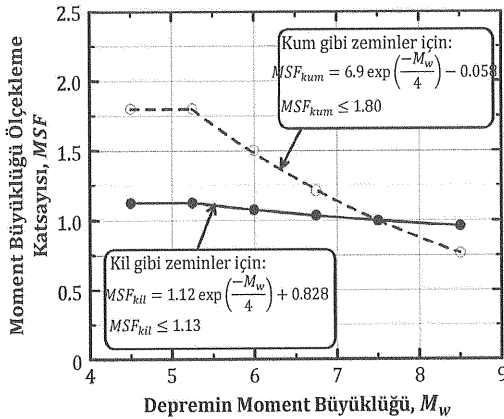
Şekil 3.9. $\Delta q_{c,1,N}$ - IDI arasındaki ilişki (Boulanger ve Idriss, 2014)



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.

$$MSF = \begin{cases} \text{Kum gibi zeminler için;} & MSF_{kum} = 6.9 \exp(-0.25M_w) - 0.058 \leq 1.80 \\ \text{Kil gibi zeminler için;} & MSF_{kil} = 1.12 \exp(-0.25M_w) + 0.828 \leq 1.13 \end{cases} \quad (\text{Denklem 3.14})$$



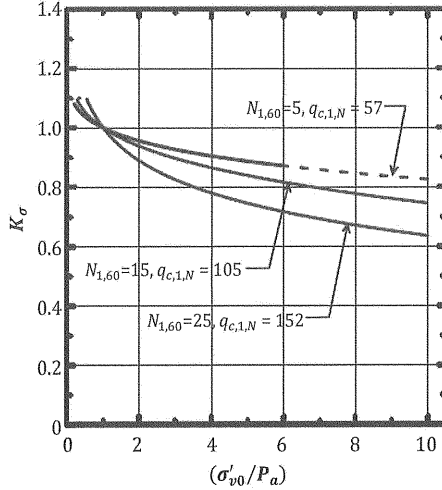
Şekil 3.11. $MSF - M_w$ ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2007)

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

Sivilaşma 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^* : 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 3.2' den alınacaktır. Denklem 3.17'de; M_w deprem büyüklüğü, σ'_{v0} : efektif örtü yükü [kN/m^2], P_a : 1 atmosferik basınç ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$), IDI : ince dane içeriği [%], P_L : sıvılaşma olasılığı [ondalık] ve Φ^{-1} : standart toplam normal dağılım fonksiyonudur. Bu fonksiyon, Microsoft Excel yazılımında bulunan $\text{NORMINV}(P_L;0;1)$ 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.

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

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

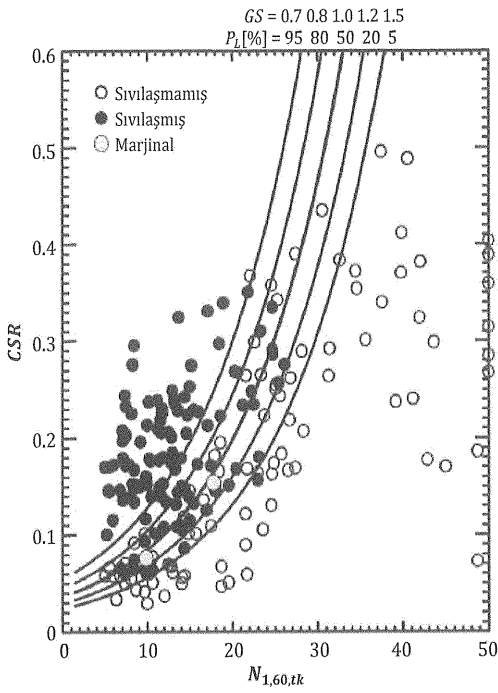
Burada; $N_{1,60,tk}$: ince dane içeriği (IDI) ve örtü yükü düzeltmesinin yapıldığı %60 enerji verimliliği ile elde edilmiş standart penetrasyon deneyi darbe sayısıdır.

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) .

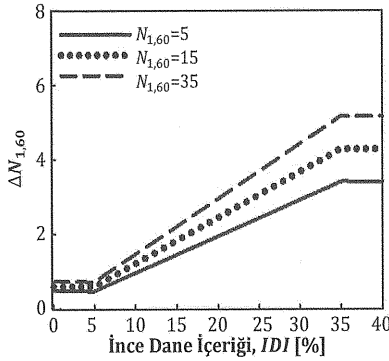
$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.324} \quad (\text{Denklem 3.19})$$

Tablo 3.2. Yöntem 1B için SPT düzeltme katsayıları

Düzeltilme Katsayısı	Açıklama															
C_N	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 2.0$ Burada; σ'_{v0} ve P_a değerleri aynı birimlerde olmalıdır.															
C_R	$C_R = 0.48 + 0.225 \cdot \ln(l); l \leq 10 \text{ m}$ $C_R = 1.00; 10 \text{ m} < l < 30 \text{ m}$ Burada; l : tij uzunluğudur [m].															
C_S	Numune alıcıda, membran boşluğunun öngörüldüğü ancak membran kullanılmayan durumlar için yapılacak düzeltme için; $C_S = 1 + \frac{N_{1,60}}{100}$ Burada; $1.10 \leq C_S \leq 1.30$															
C_B	<table><tr><th>Delgi Çapı</th><th>C_B</th></tr><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></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	$C_E = \frac{E_R}{60}$ Burada; E_R: SPT şahmerdanından numune alıcıya iletilen enerjinin yüzde cinsinden oranıdır (enerji verimliliği oranı). - 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><tr><th>Ekipman</th><th>Yaklaşık E_R (%)</th><th>C_E</th></tr><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></table> Saha çalışmalarının görece daha düşük kalitede yapıldığı durumlarda, enerji oranı düşürülmek üzere ayarlama yapılabilir.	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)

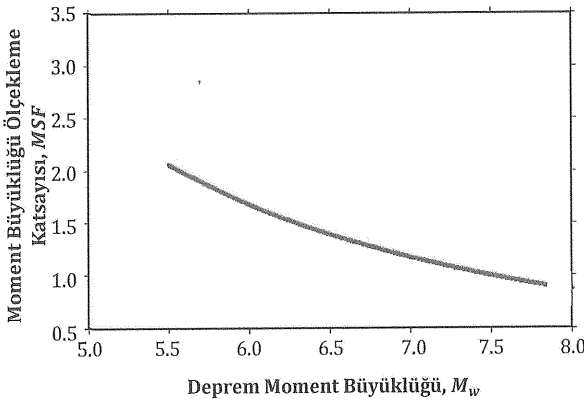


Şekil 3.14. $\Delta N_{1,60}$ - IDI arasındaki ilişki (Çetin vd., 2018)

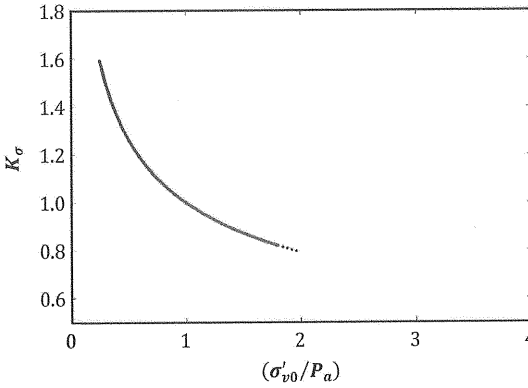
Denklem 3.16'da yer alan yüksek örtü yükü ölçekleme katsayısı (K_σ), Denklem 3.20 ve Şekil 3.16 kullanılarak hesaplanacaktır. Bu ilişki $0.8 \leq K_\sigma \leq 1.6$ aralığı için geçerlidir.

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

Burada; σ'_{v0} : sıvılaşabilir zemin birimindeki ortalama efektif örtü yükü ve P_a : 1 atmosferik basıncıdır (1 atm $\approx$ 100 kN/m²).



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 ($GS < 1.0$) Olson ve Stark (2002), Idriss ve Boulanger (2008), Kramer ve Wang (2015) veya Weber vd. (2015) yöntemlerinden birisi ile sıvılaşma sonrası rezidüel dayanım değeri hesaplanmalıdır.

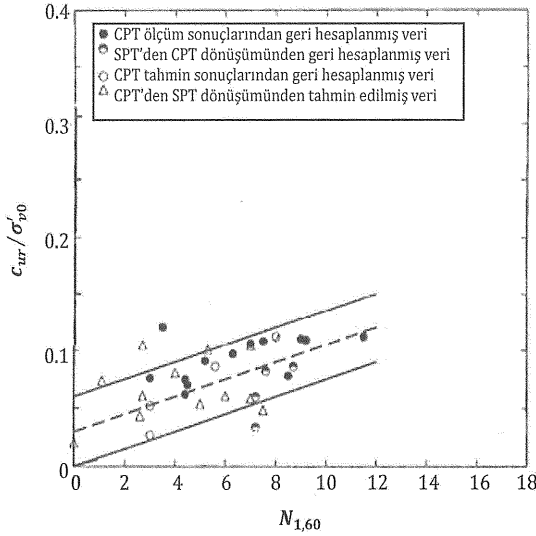
Olson ve Stark (2002) Yöntemi

Olson ve Stark (2002), rezidüel kayma dayanımının efektif örtü yüküne oranının (c_{ur}/σ'_{v0}), örtü yükü düzeltilmesinin yapıldığı standart penetrasyon deneyi direnci ($N_{1,60}$) veya konik penetrasyon deneyi uç direncine ($q_{c,1}$) bağlı olarak belirlenmesi için akma yenilmesinin gözlemlendiği 33 adet saha verisine dayalı geri analizler sonucunda türetilen ampirik bir yöntem geliştirmiştir. Bu

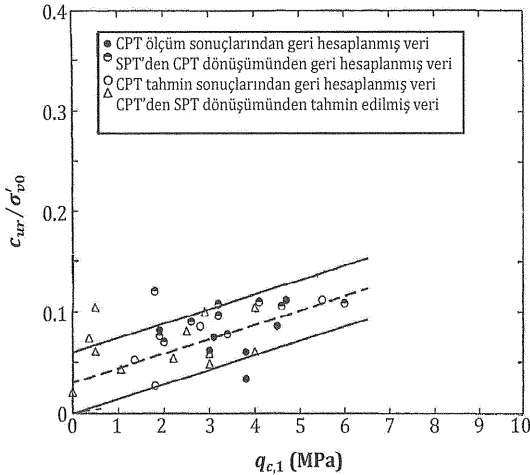
çalışmada SPT ve CPT verilerine dayalı olarak sırasıyla Şekil 3.17 ve Şekil 3.18'de sunulan bağlantılar sırasıyla Denklem 3.21 ve Denklem 3.22'de de analitik olarak sunulmuştur. Bu çalışmada araştırmacılar ince dane içeriği ile rezidüel dayanım arasında doğrudan bir ilişki elde etmediklerini ifade etmişlerdir.

$$N_{1,60} \leq 12 \text{ için; } \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} = (0.03 + 0.0075N_{1,60}) \pm 0.03 \quad (\text{Denklem 3.21})$$

$$q_{c,1} \leq 6.5 \text{ MPa için; } \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} = (0.03 + 0.0143q_{c,1}) \pm 0.03 \quad (\text{Denklem 3.22})$$



Şekil 3.17. SPT'den c_{ur} tahmini (Olson ve Stark, 2002)



Şekil 3.18. CPT'den c_{ur} tahmini (Olson ve Stark, 2002)

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 sönümlenmesine engel olmayarak, sönümlenme sonucunda zeminde sıkılaşma oluşur)

Durum 2: Sıvılaşma sonrası oluşan yeni boşluk dağılımının önemli olduğu sahalar (Bu koşulda zeminin tabakalanma durumu aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesine 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 sönümlenememesi 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 3.3'ten elde edilir. Durum 1 ve Durum 2 için (c_{ur}/σ'_{v0}) oranı SPT verilerine dayalı olarak Şekil 3.19'dan veya analitik olarak Denklem 3.23'ten elde edilmektedir.

(Denklem 3.23)

$$\begin{aligned} \text{Durum 1 için;} \quad \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} &= \left[\exp \left[\left(\frac{N_{1,60,tk}}{16} \right) + \left(\frac{N_{1,60,tk} - 16}{21.2} \right)^3 - 3.0 \right] \times \left[1 + \exp \left[\left(\frac{N_{1,60,tk}}{2.4} \right) - 6.6 \right] \right] \right] \leq \tan \phi' \\ \text{Durum 2 için;} \quad \frac{c_{ur}}{\sigma'_{v0}} &= \left[\exp \left[\left(\frac{N_{1,60,tk}}{16} \right) + \left(\frac{N_{1,60,tk} - 16}{21.2} \right)^3 - 3.0 \right] \right] \leq \tan \phi' \end{aligned}$$

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

Tablo 3.3. $\Delta N_{1,60}$ değerleri (Seed, 1987)

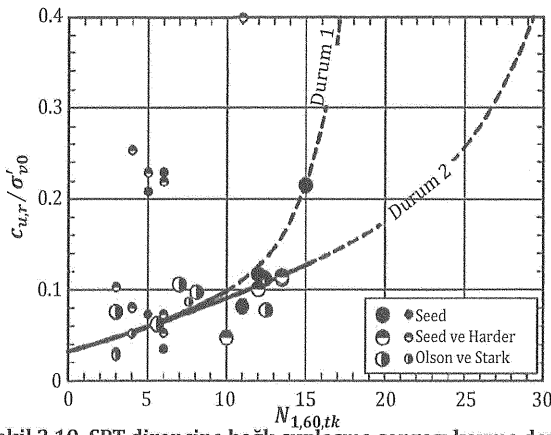
İnce Dane İçeriği, IDI [%]	$\Delta N_{1,60}$
10	1
25	2
50	4
75	5

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 3.4'ten elde edilir. Durum 1 ve Durum 2 için (c_{ur}/σ'_{v0}) oranı CPT verilerine dayalı olarak Şekil 3.20'den ya da analitik olarak Denklem 3.24'ten elde edilmektedir.

(Denklem 3.24)

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

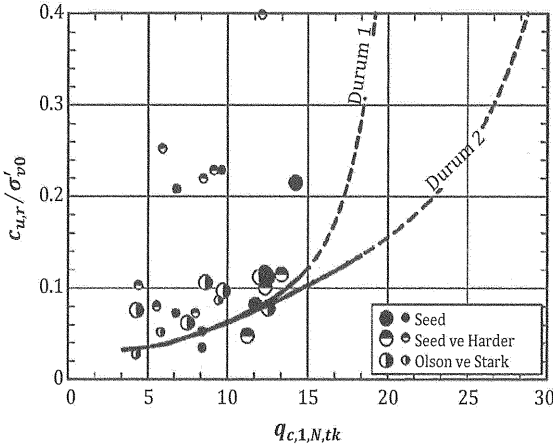
Burada; ϕ' : kohezyonsuz zeminin statik durumdaki kayma direnci açısidır.



Şekil 3.19. SPT direncine bağlı sivilaşma sonrası kayma dayanımı
(Idriss ve Boulanger, 2008)

Tablo 3.4. $\Delta q_{c,1,N}$ değerleri (Idriss ve Boulanger, 2008)

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



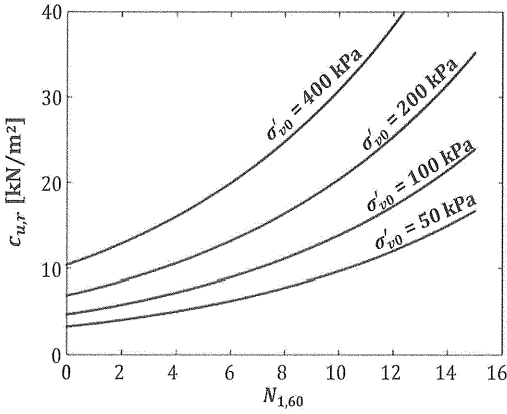
Şekil 3.20. CPT direncine bağlı sivilaşma sonrası kayma dayanımı
(Idriss ve Boulanger, 2008)

Kramer ve Wang (2015) Yöntemi

Kramer ve Wang (2015) tarafından geliştirilen hibrid modele göre sivilaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı ile SPT- $N_{1,60}$ arasında Şekil 3.21'den veya Denklem 3.25'ten elde edilebilmektedir.

$$\overline{\ln c_{ur}} = -8.444 + 0.109N_{1,60} + 5.379\sigma'_{v0}{}^{0.1} \quad (\text{Denklem 3.25})$$

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



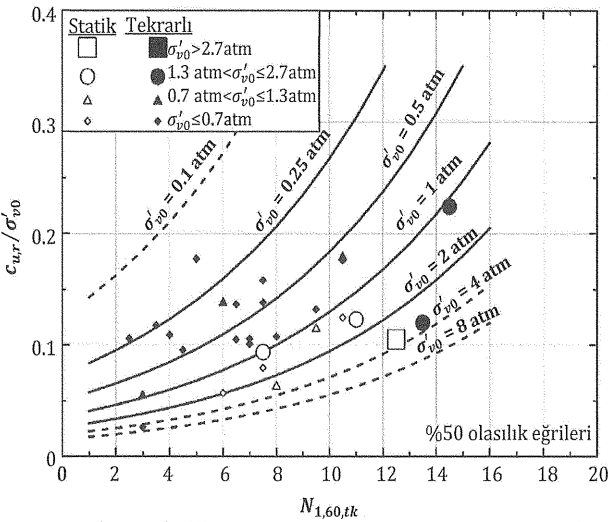
Şekil 3.21. SPT direncine bağlı rezidüel kayma dayanımı (Kramer ve Wang, 2015)

Weber vd. (2015) Yöntemi

Bu yöntem sıvılaşma tetiklenmesi sonrası rezidüel kayma mukavemetini belirlemek üzere olasılıksal bir çözüm sunmaktadır. Tanımsal değerlendirmelerde rezidüel kayma dayanımı Şekil 3.22’de sunulan abak çözüm ya da Denklem 3.26’da verilen bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$c_{u,r} = \exp(0.1292 \cdot N_{1,60,tk} + 4.322 \cdot \sigma'^{0.12}_{v0}) \quad (\text{Denklem 3.26})$$

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 düzeltmesi yapılmış %60 enerji verimliliğindeki SPT darbe sayısı temsil etmektedir.



Şekil 3.22. SPT direncine bağlı sıvılaşma sonrası kayma dayanımı (Weber vd., 2015)

3.4.2. Silt – Kil Karışımlarında Sıvılaşma ve Yumuşama Sonrası Dayanım

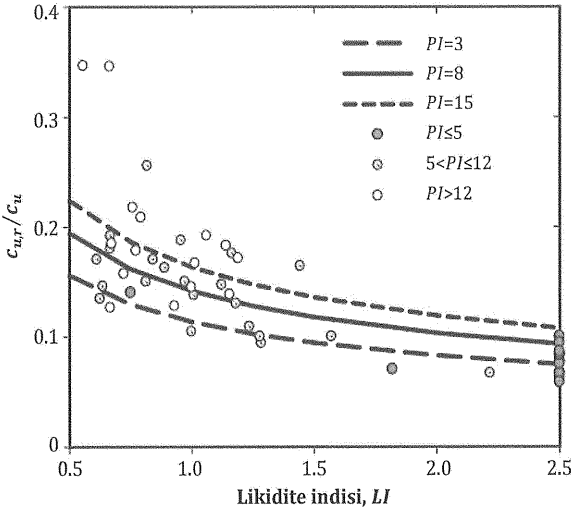
Tekrarlı yükler altında özellikle düşük plastisiteli kohezyonlu zeminlerin dayanım davranışları irdelenmelidir. Kohezyonlu zeminlerde kullanılması önerilen yöntem ve yaklaşımlar aşağıda özetlenmiştir.

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 3.27 ve Şekil 3.23'te verilmiştir (Bilge, 2010 ve Çetin ve Bilge, 2014).

$$\ln\left(\frac{c_{u,r}}{c_u}\right) = \ln(0.089 \times PI^{0.226} \times LI^{-0.455}) \pm 0.213 \quad (\text{Denklem 3.27})$$

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

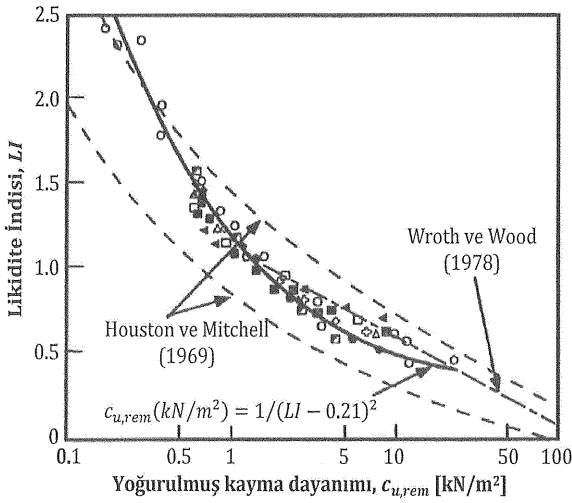


Şekil 3.23. Sıvılaşma sonrası minimum rezidüel kayma dayanımı ile likidite indisi ilişkisi (Bilge, 2010)

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 killeri için geçerlidir.

Aşırı hassas killerde ($S_f \geq 5$) 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 3.24). Bu denklem LI değerinin 0.4 ila 2.5 arasında olması koşulunda geçerlidir.



Şekil 3.24. 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

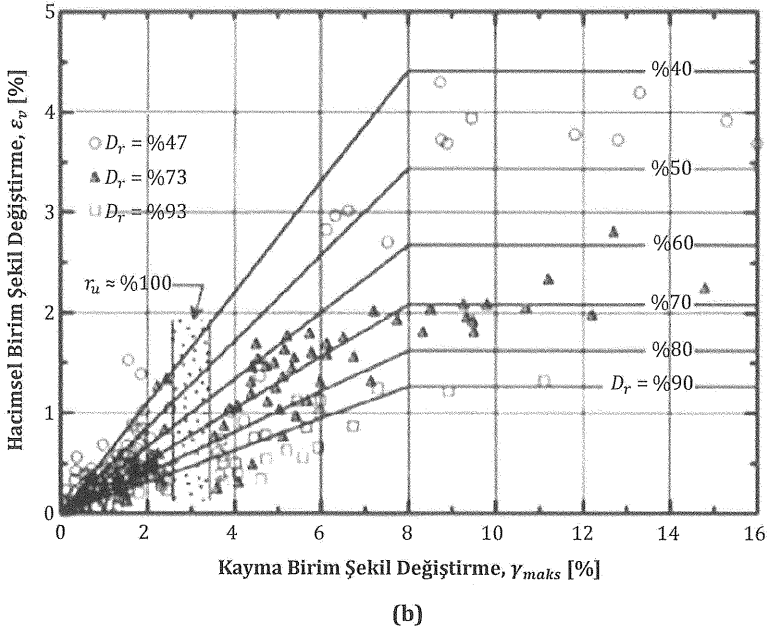
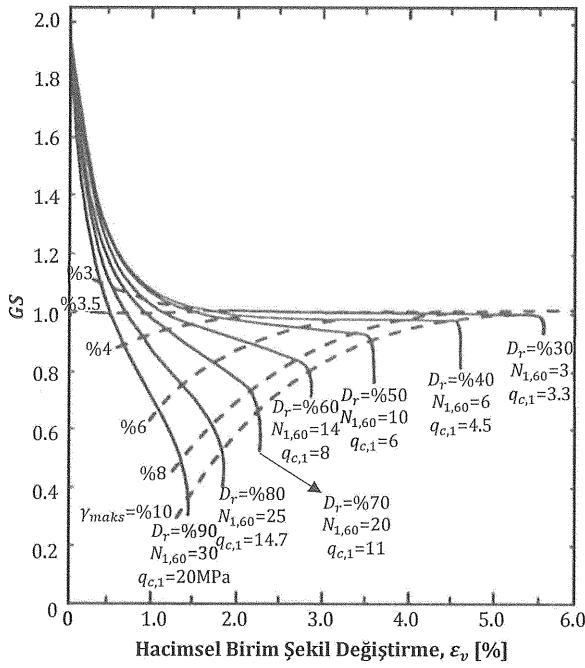
3.5.1.1. Tekrarlı Yükleme Altında Oturmaların Tahmini

Tekrarlı yükleme nedeniyle ortaya çıkacak oturmaların hesaplanması için Ishihara ve Yoshimine (1992) ya da Çetin vd. (2009b) yöntemleri kullanılabilir. Kuru kumların sıkışması için Stewart vd. (2004) tarafından önerilen yöntem kullanılabilir.

Akma ve yanal yayılmanın olmadığı durumlarda, deprem sarsıntısı kaynaklı olarak yeraltı suyu seviyesinin altındaki suya doymun kumlarda sıkışma 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 3.25'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, bağlı yoğunluk (D_r , %) veya normalize koni direncinin ($q_{c,1}$, kg/cm²) bir fonksiyonu olarak belirlenebilmektedir.



Şekil 3.25. Tekrarlı yükleme kaynaklı hacimsel birim şekil değiştirme 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_{cl}) 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 3.28’de verilmiş olup, abak çözüm ise Şekil 3.26’da sunulmuştur.

(Denklem 3.28)

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

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 3.29’den hesaplanacaktır.

$$CSR_{SS,20,1-D,1atm} = \frac{CSR}{K_{md} \times K_{Mw} \times K_{\sigma}} \quad (\text{Denklem 3.29a})$$

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{maks}}{g} \right) \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (\text{Denklem 3.29b})$$

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 değerinin eşdeğer laboratuvar değerine çevrilmesi için uygulanan ölçekleme katsayıları olup sırasıyla Denklem 3.30, Denklem 3.31 ve Denklem 3.32 kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$K_{md} = 0.361 \ln(D_r) - 0.579 \quad (\text{Denklem 3.30})$$

$$K_{Mw} = \frac{87.1}{M_w^{2.217}} \quad (\text{Denklem 3.31})$$

$$K_{\sigma} = (\sigma'_{v0}/P_a)^{f'-1} \quad (\text{Denklem 3.32a})$$

$$f' = 1 - 0.005 D_r \quad (\text{Denklem 3.32b})$$

$$D_r[\%] = 15 \times (N_{1,60})^{0.5} \quad (\text{Denklem 3.32c})$$

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 3.2 kullanılarak) ve $CSR_{SS,20,1-D,1atm}$ (Denklem 3.29a) değerleri hesaplanır.
- (ii) Madde (i)'de hesaplanan değerler ışığında, her tabaka için hacimsel birim şekil değiştirme (ε_v) değeri Denklem 3.28 veya Şekil 3.26 kullanılarak hesaplanır.
- (iii) Ağırlık faktörü (DF) değeri Denklem 3.33 kullanılarak her tabaka için ayrı ayrı hesaplanır.

$$DF_i = 1 - \frac{z_i}{18m} \quad (\text{Denklem 3.33})$$

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 3.34 kullanılarak hesaplanır

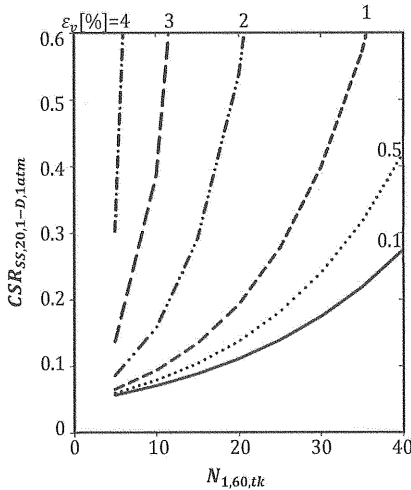
$$\varepsilon_{v,ed} = \frac{\sum \varepsilon_{v,i} \times t_i \times DF_i}{\sum t_i \times DF_i} \quad (\text{Denklem 3.34})$$

Burada; t_i : suya doymun kohezyonsuz sıvılaştırılabilir tabakanın kalınlığıdır.

- (v) Değerlendirilen zemin profilinin üreteceği tahmini oturma (s_{tahmin}) ise, kalibrasyon katsayısını da içeren Denklem 3.35 kullanılarak hesaplanır.

$$s_{tahmin} = 1.15 \times \varepsilon_{v,ed} \times \sum t_i \quad (\text{Denklem 3.35})$$

Bu yöntemde kohezyonlu birimler oturma hesabında dikkate alınmamalıdır.



Şekil 3.26. 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).

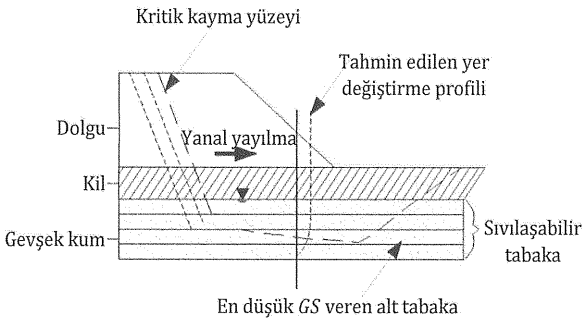
3.5.1.3. Yanal Yayılma Tahmini

Yanal yayılma, deprem sırasında sıvılaşma nedeniyle yüzeydeki zemin birimlerinin bloklar halinde kırılması, eğim aşağı veya serbest yüzey doğrultusunda kayması olarak tanımlanmaktadır (Şekil 3.27). Özellikle yüzey yapıları ve boru hatları için yanal yayılmalar oturmalarla 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 3.27. 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 alınmalıdır.

Sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı ile statik durumdaki dayanım oranının %50'nin altında olduğu koşullarda, yanar yayılma değerdendirilmelerinde 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 3.36 ve Denklem 3.37 ile yanar yayılma (D_h [m]) tahmin edilebilmektedir.

Eğimli yüzeyler için (Şekil 3.30, Durum1):

(Denklem 3.36)

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

Serbest yüzeyler için (Şekil 3.30, Durum2):

(Denklem 3.37)

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

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]

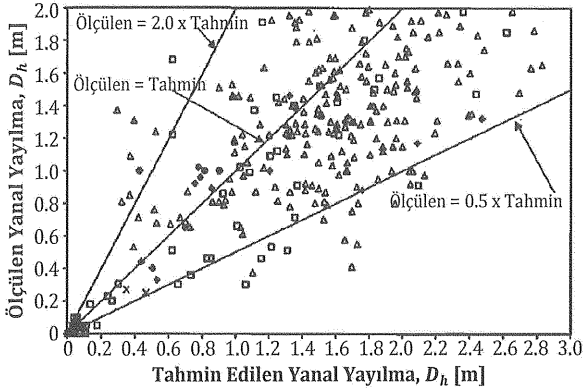
W : serbest yüzey oranı [%] olup $100 \times (H/L)$ 'dir (Şekil 3.30, Durum 2). ($1 < W < 20$)

Düzeltilmiş kaynak uzaklığı, R^* [km] değeri, ise Denklem 3.38' den elde edilmektedir.

$$R^* = R + R_0 \quad (\text{Denklem 3.38a})$$

$$R_0 = 10^{0.89M_w - 5.64} \quad (\text{Denklem 3.38b})$$

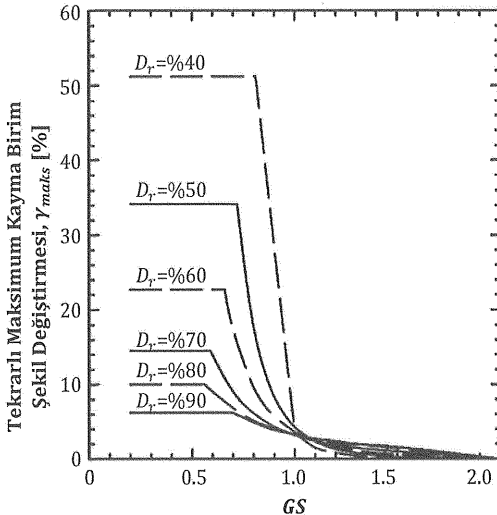
Bu yöntemden tahmin edilen yer değiştirmeler ve gerçekte ölçülen yanal yayılma değerleri arasında Şekil 3.28'de verildiği gibi iki kat mertebesinde belirsizlik vardır.



Şekil 3.28. 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 bağül yoğunluğuna (D_r) bağlı olarak önerilen ilişki Şekil 3.29'da verilmiştir. Alternatif olarak Tablo 3.5'te verilen analitik denklemler de kullanılabilir.



Şekil 3.29. 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 3.39 ve Denklem 3.40 ile hesaplanabilmektedir. Bu denklemler $N_{1,60,tk} \leq 42$ ve $q_{c,1,N,tk} \leq 200$ koşulları için kullanılabilir.

$$D_r = 14 \sqrt{N_{1,60,tk}} \quad (\text{Denklem 3.39})$$

$$D_r = -85 + 76 \log(q_{c,1,N,tk}) \quad (\text{Denklem 3.40})$$

Derinlik boyunca sıvılaşma potansiyeline sahip zemin birimleri için elde edilen γ_{maks} değerleri Denklem 3.41 kullanılarak yanal yer değiştirme indisinin (LDI) hesaplanması ile toplanır.

$$LDI = \int_0^{Z_{maks}} \gamma_{maks} dz \quad (\text{Denklem 3.41})$$

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 3.30'da gösterilen üç farklı geometrik duruma göre kategorize edilmiştir.

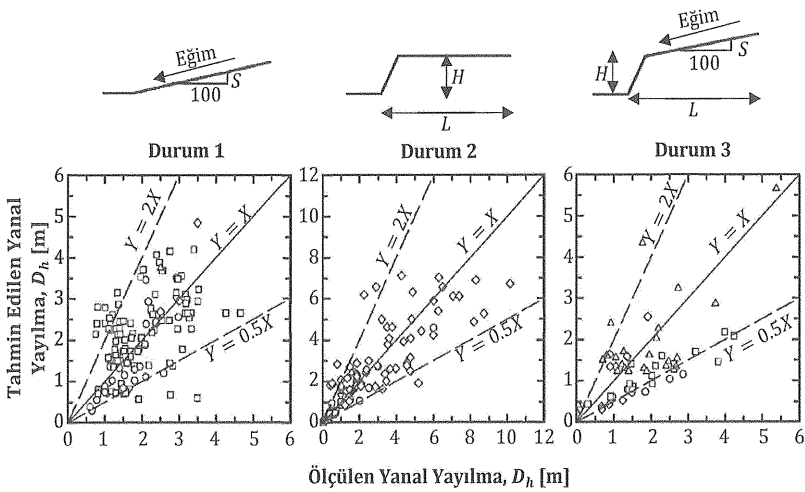
Durum 1: Düşük eğimli serbest yüzeyin olmadığı yüzey

Durum 2: Yatay ve serbest yüzey olduğu yüzey

Durum 3: Düşük eğimli serbest yüzeyin olduğu yüzey

Tablo 3.5. Şekil 3.29'daki 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 3.30. Yüzeyin geometrik sınıflandırması (Zhang vd., 2004)

Şekil 3.30'da verilen şematik gösterimde S : yüzey eğimi [%], H : serbest yüzeyin yüksekliği ve L : serbest yüzeye olan mesafedir. Yüzeyin geometrik koşulu belirlendikten sonra yanal yer değiştirme (D_h) Denklem 3.42'den elde edilmektedir.

$$D_h = \left\{ \begin{array}{ll} \text{Durum 1 için } \%0.2 < S < \%3.5 \text{ koşulunda} & LDI(S + 0.2) \\ \text{Durum 2 ve 3 için } 4 < (L/H) < 40 \text{ koşulunda} & 6 \times LDI(L/H)^{-0.8} \end{array} \right\} \text{ (Denklem 3.42)}$$

Yarı-ampirik olarak geliştirilen bu yöntem, Tablo 3.6'da verilen alt ve üst limit değerlerinin dışındaki değerler için kullanılmaz.

Tablo 3.6. 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

Fay atımı kaynaklı yatay yer değiştirme tahmini Ulaşım ve Dağıtım Tesisleri için Deprem Yönetmelikleri Boru Hattı Sistemleri (Sektör: Dağıtım Tesis ve Sistemleri – B1a-b) Bölüm 2.4'ten yapılabilir.

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 mertebelere sahiptir. 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 etkileyen yanal deprem yükleri dikkate alınmaz.

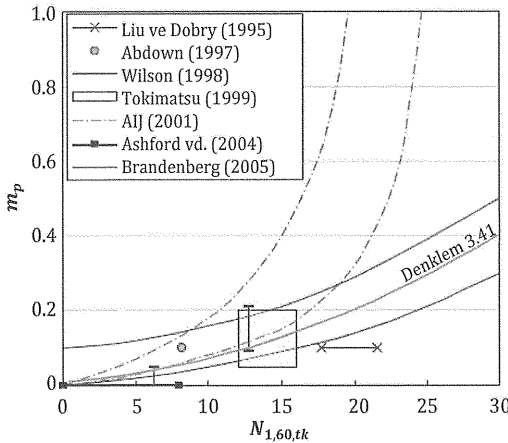
Benzer yaklaşımlarla kazıklı temellerde negatif sürtünme yükleri deprem sonrasında (yapı ve zemindeki deprem atalet kuvvetleri dikkate alınmaksızın) sıvılaşmış zemin rezidüel parametreleri ile hesaplanmalıdır.

Yapılara özgü Ulaşım ve Dağıtım Tesisleri için Deprem Yönetmeliği Sektör Raporları'nda belirtilen yöntemlere ek olarak bu bölümde bazı diğer yöntemlere de yer verilmiştir. 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 3.43'te önerilen düzeltme katsayısı (m_p) uygulanacaktır (Ashford vd., 2011). Bu ilişki Şekil 3.31' de de sunulmuştur.

$$m_p = 0.0031N_{1,60,tk} + 0.00034N_{1,60,tk}^2 \quad (\text{Denklem 3.43})$$



Şekil 3.31. m_p ile $N_{1,60,tk}$ arasındaki ilişki (Ashford vd., 2011)

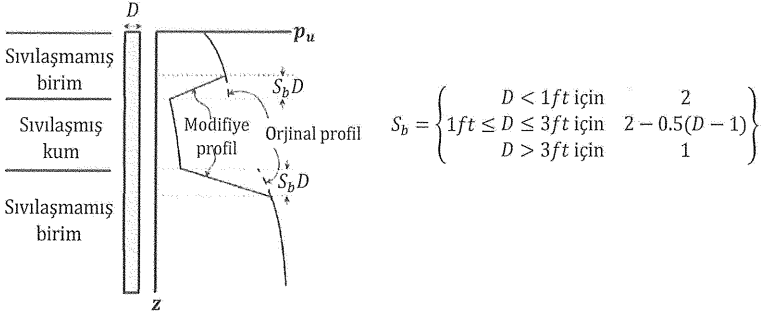
Burada; $N_{1,60,tk}$: sıvılaşma tetiklenme analizlerinde hangi yöntem tercih edilmişse buna göre Denklem 3.9 (Yöntem 1A) veya Denklem 3.18 (Yöntem 1B) 'den hesaplanacaktır. Denklem 3.43, aşırı boşluk suyu basıncı oranının (r_u) 1.0'e eşit olması durumu için geçerli olup, 1.0'e yakın ancak 1.0 'den küçük r_u değerleri için Denklem 3.43'ten 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 3.32'de gösterilen geçiş bölgelerinde kullanılacak olan m_p değeri Denklem 3.44'ten hesaplanır.

$$m_p(z) = \frac{p_{u-L}}{p_{u-NL}} + \left(1 - \frac{p_{u-L}}{p_{u-NL}}\right) \left(\frac{z}{S_b D}\right) \quad (\text{Denklem 3.44})$$

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 3.32. 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 Bayram (2016) ile Erol ve Çekinmez Bayram (2018) yayınlarında tariflenen tasarım yöntemleri kullanılabilecektir.

Zemin kompozisyonunun sıvılaşma potansiyelinin ortadan kaldırarak 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 sönmelenmesine olanak sağlayarak sıvılaşmayı önlemesi prensibine dayanmaktadır. Ancak çakıl kolonların zamanla tıkanması riski nedeniyle çakıl kolonların tek başına sıvılaşmaya karşı önlem olarak kullanılması önerilmemektedir.

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2012) "LFRD Bridge Design and Construction Guide Specifications", Pub. Code: LRFDUS-6, Washington DC, Amerika.
- Andrus, R. D. ve Stokoe, K. H. (2000). "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (ASCE) 126, syf: 1015-1025.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., Chung, R. M. ve Juang, C. H. (2003). "Guidelines for Evaluating Liquefaction Resistance Using Shear Wave Velocity Measurements and Simplified Procedures", NIST GCR 03-854, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 151 syf.
- Arango, I., Lewis, M. R., ve Kramer, C. (2000). "Updated Liquefaction Potential Analysis Eliminates Foundation Retrofitting of Two Critical Structures", *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 20, 17-25.
- 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_a 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., İlgaç, 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.
- Juang, C. H., Jiang, T., ve Andrus, R. D. (2002). "Assessing Probability-Based Methods for Liquefaction Potential Evaluations", J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 128 (7), 580-589.
- 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.
- Olson, S. M. ve Stark, T. D. (2002). "Liquefied Strength Ratio from Liquefaction Flow Failure Case Histories", Canadian Geotechnical Journal 39: 629 – 647.

- 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.
- Stewart, J. P., Whang, D. H., Moyneur, M. Ve Duku, P. (2004). "Seismic Compaction of AsCompacted Fill Soils With Variable Levels of Fines Content and Fines Plasticity." Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE), CUREE Publication No. EDA-05, July 2004.
- 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 Kayma Dalgası Hızı ile Tekrarlı Direnç Oranı Tahmini

Bu bölümde Andrus vd. (2003) tarafından ölçülmüş kayma dalga hızı (V_s) değerlerinden sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi ile ilgili önerilen yöntemin detayları verilmektedir. Ancak yazarlar sadece sismik yöntemlerle ölçülen V_s değeri kullanılarak yapılacak değerlendirmelerin yeterli olmayacağı, sıvılaşma potansiyeli analizlerinin sondaj ve laboratuvar deneyleri ile desteklenmesi gerektiğini vurgulamaktadır.

Bu yöntemde aşağıdaki adımlar takip edilmektedir:

1. Derinlik faktörünün (doğrusal olmayan kayan kütle etkisinin yansıtıldığı kayma gerilmesi azaltma katsayısı, r_d) belirlenmesi (Denklem 3A.1):

$$r_d = \begin{cases} z \leq 9.15 \text{ m için} & 1.0 - 0.00765z \\ 9.15 < z \leq 23 \text{ m için} & 1.174 - 0.0267z \end{cases} \quad (\text{Denklem 3A.1})$$

Burada; z: derinliktir.

2. Kayma dalgası hızında sürüş gerilmesi düzeltmesi yapılması (Denklem 3A.2):

$$V_{s1} = V_s C_{Vs} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (\text{Denklem 3A.2})$$

Burada;

V_{s1} : düzeltilmiş kayma dalga hızı

V_s : ölçülmüş kayma dalga hızı

C_{Vs} : düzeltme faktörü

P_a : atmosferik basınç (100 kPa)

σ'_{v0} : zeminin efektif örtü yükü

3. Denklem 3A.2'de yer alan düzeltme faktörü $K_0 = 0.5$ için verilmiş olup, eğer sükunetteki toprak basıncı katsayısı değeri (K_0) 0.5'tenمرتبه olarak farklı ise Denklem 3A.3 kullanılmalıdır:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \left(\frac{0.5}{K_0} \right)^{0.125} \quad (\text{Denklem 3A.3})$$

4. Tekrarlı gerilme direncinin (CRR) hesaplanması (Denklem 3A.4):

$$CRR = MSF \left\{ 0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - (K_{a1} V_{s1})} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} K_{a2} \quad (\text{Denklem 3A.4})$$

Burada;

K_{a1} ve K_{a2} : kumun jeolojik yaşının V_s ve CRR değerlerine etkisini yansıtan katsayılarıdır. K_{a1} değeri Şekil 3A.1'de verilen $SPT-N_{1,60} - V_{s1}$ grafiğinden korelasyon ile tahmin edilen V_{s1} değerinin ölçülen V_{s1} değerine oranı olarak hesaplanmaktadır. K_{a2} değeri Tablo 3A.1'den alınabilmektedir. Çimentolanma etkisi olmayan kumlarda $K_{a1} = 1.0$ ve $K_{a2} = 1.0$ alınması önerilmiştir.

MSF : moment büyüklüğü ölçekleme katsayısı (Denklem 3A.5)

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (\text{Denklem 3A.5})$$

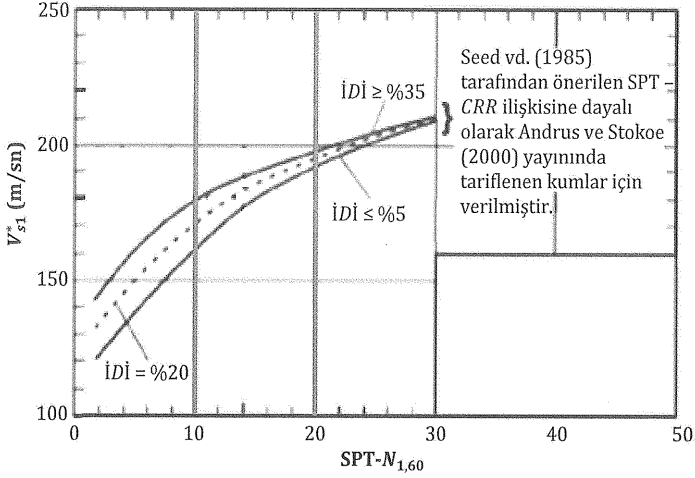
M_w : deprem moment büyüklüğü

V_{s1}^* : kayma dalga hızının üst limiti (bu değerin üzerinde ki V_{s1} hızlarında sıvılaşma potansiyeli yoktur) olup Denklem 3A.6'dan hesaplanabilecektir.

$$V_{s1}^* = \begin{cases} \text{İDİ} \leq \%5 \text{ için} & 215 \text{ m/sn} \\ \%5 < \text{İDİ} < \%35 \text{ için} & 215 - 0.5(\text{İDİ} - 5) \text{ m/sn} \\ \text{İDİ} \geq \%35 \text{ için} & 200 \text{ m/sn} \end{cases} \quad (\text{Denklem 3A.6})$$

Burada;

İDİ : ince malzeme oranı ($< 0.076\text{mm}$)



Şekil 3A.1. K_{a1} değeri için önerilen korelasyon (Andrus ve Stokoe, 2000)

Tablo 3A.1. K_{a2} değeri için önerilen alt değerler (Arango vd., 2000)

Yaş (Yıl)	K_{a2} için Alt Değerler
< 10,000	1.0
10,000	1.1
100,000	1.3
1,000,000	1.5

5. Güvenlik sayısının (GS) hesaplanması (Denklem 3A.7):

$$GS = \frac{CRR}{CSR} \quad (\text{Denklem 3A.7})$$

Burada; CSR : Tekrarlı gerilme oranıdır.

6. Temiz kum düzeltmesinin yapılması, V_{s1tk} (Denklem 3A.8):

$$V_{s1tk} = K_{tk} V_s \quad (\text{Denklem 3A.8})$$

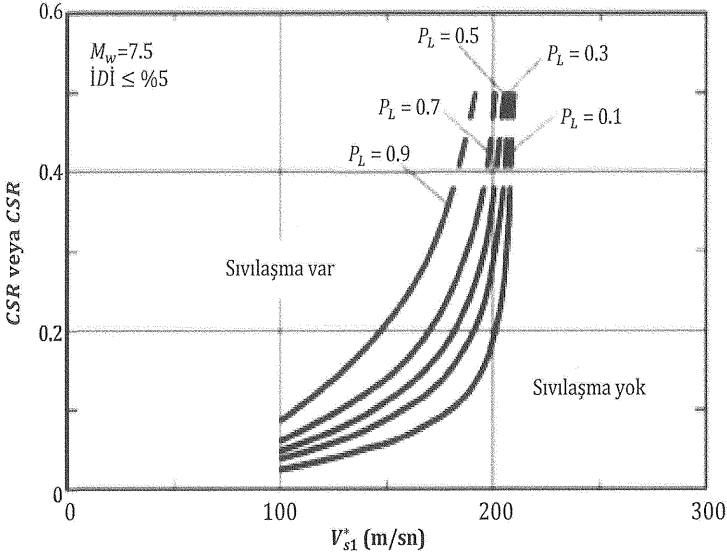
Burada; K_{tk} : V_s değeri için temiz kum düzeltme katsayısıdır (Denklem 3A.9 ve 3A.10).

$$K_{tk} = \begin{cases} \text{İDİ} \leq \%5 \text{ için} & 1 \\ \%5 < \text{İDİ} < \%35 \text{ için} & 1 + T(\text{İDİ} - 5) \\ \text{İDİ} \geq \%35 \text{ için} & 1 + 30T \end{cases} \quad (\text{Denklem 3A.9})$$

$$T = 0.009 - 0.0109 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.0038 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 \quad (\text{Denklem 3A.10})$$

7. Olasılık (P_L) değerlendirmesinin yapılması (Denklem 3A.11 ve Şekil 3A.2):

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{GS}{0.73} \right)^{3.4}} \quad (\text{Denklem 3A.11})$$



Şekil 3A.2. V_{s1} değerlerine göre sıvılaşma olasılıksal değerlendirme (Juang vd., 2002)

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.

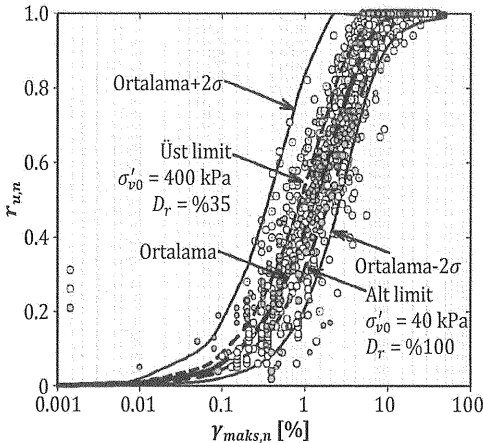
(Denklem 3B.2a)

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

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

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

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



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 açılal 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 karayolu 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 (Sektör: Ulaşım Tesisleri – A1) 'nde 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) **Telafl Edilebilir Servis (TES):** Yolun genel trafığe açılması haftalar/aylar mertebesinde makul süreler alabilir.

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

4.3.2 Deprem Sonrası Hasar Düzeyleri

Deprem sonrası ulaşım yapılarında oluşan hasar düzeyleri üç kategoride değeriendirilmiştir:

(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 değıştirme oluşmaz.

(ii) **Onarılabilir Hasar (OH):** Yapıda göçme oluşmaz. Yapı elemanlarında değıştirmeye 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 oluştuğu durumu temsil eder. Betonarmede çatlaklar, donatılarda akmalara, 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 değeriendirilmesi 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 değeriendirilmesi için kullanılmaktadır.

4.5. Performans Hedefleri

4.5.1. Dolgular için Deprem Performans Hedefleri

Dolgu şekil değıştirmeleri için güvenlik ve işlevsellik değeriendirme 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 oturmalarından kaynaklı olarak gerçekleşmektedir. Örneğin, bir köprü'nün 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 kriter ile bu tür farklı oturmalar kabul edilebilir performans seviyeleri içerisinde kalacak şekilde kontrol altına alınabilmektedir. Maksimum farklı oturma kriteri aynı zamanda kabarma ve oturma'nın aynı yapı içerisinde karşılaştırılması 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 (tablivesi)	Köprü kenar ayak elevasyonu ile yaklaşım dolgusu üstyapısı geçişinde yapılan betonarme döşemedir. Döşeme uzunluğu genel olarak 6 m'dir.

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

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

Tablo 4.5. Dolgu şekil değıştirme 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_{vf}	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 değıştirme
Δ_{LTS}	Kritik kayma yüzeyinin tepesindeki yanal yer değıştirme
Δ_{LBS}	Kritik kayma yüzeyinin topuğundaki yanal yer değıştirme
ΔL	Şev duraysızlığı nedeniyle kritik kayma yüzeyindeki şekil değıştirme
$L_{Döşeme}$	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 Değıştirmeleri

Deprem durumunda dolgu şekil değıştirmeleri başlığı altında akma, yanal yayılma, deprem durumundaki duraysızlık ve deprem kaynaklı oturma sıralanmaktadır. Akmanın olduğu durumlarda şekil değıştirmeler ciddi mertebede olacağından, böyle bir durumun olasılığı tespit edildiğinde zemin iyileştirme alternatifinin değerlendirilmesi şarttır. Öte yandan yanal yayılma ve deprem durumundaki duraysızlık kaynaklı şekil değıştirmeler 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.

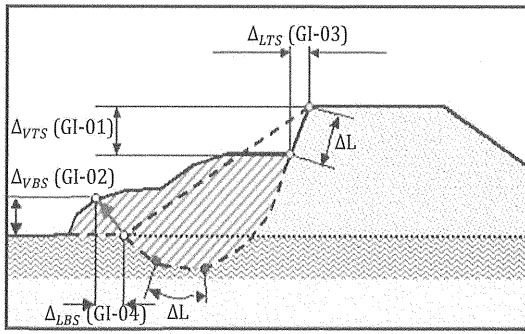
Tablo 4.6. Dolgularda deprem yükleri altında toptan göçme durumunda değerlendirilecek şekil değiştirmeler (SCDOT, 2008)

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})

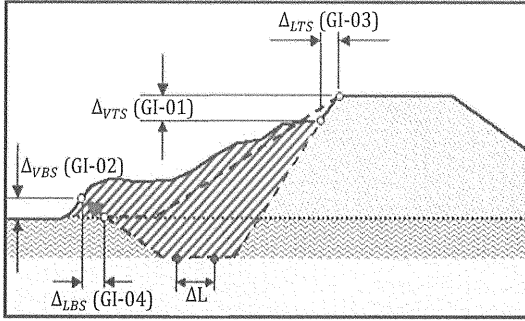
Şekil 4.1 'de gösterilen toplam şekil değiştirme (ΔL) düşey ve yatay bileşenleri cinsinden ifade edilir. Performans hedefleri için önerilen Tablo 4.6'da verilen şekil değiştirme türleri için performans limitleri ise Tablo 4.7'de sunulmuştur.

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	10.0	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.

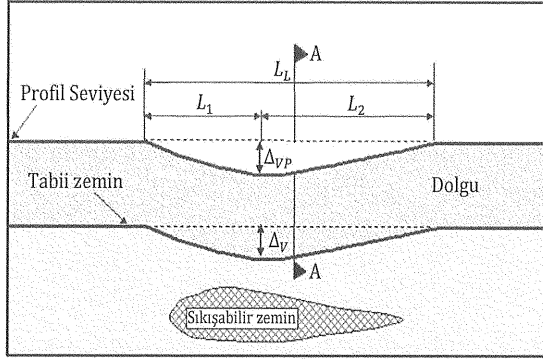
Tablo 4.8. Dolgularda deprem yükleri altında şekil değiştirmeler (SCDOT, 2008)

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 Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme 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.



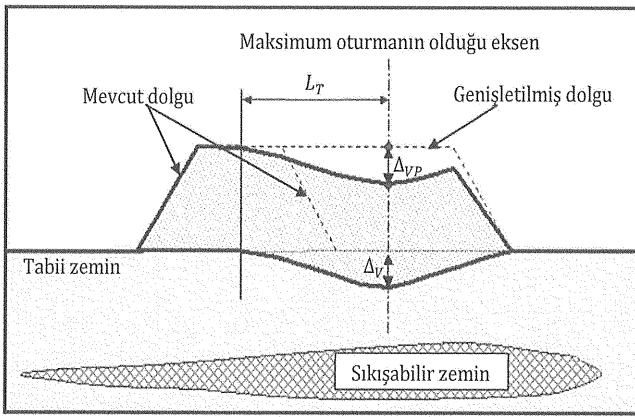
Şekil 4.2. Dolgu oturma profili (boyuna yönde) (SCDOT, 2008)

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 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 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 Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme 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}

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

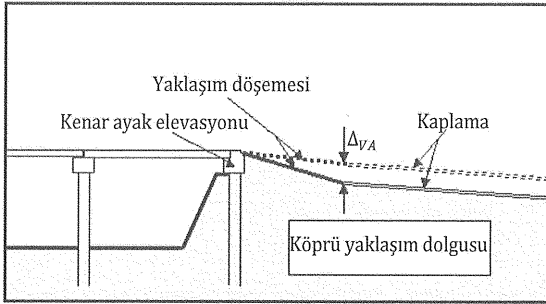
^{*2}Parantez içerisindeki değerler farklı oturma limitlerinin enine yönde 1.5 m uzunluğa bölünerek elde edilmiş farklı oturma oranlarıdır.

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 tanımlarıyla birlikte Tablo 4.12 'de sunulmuştur.

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

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme 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 Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme 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 Değiştirme 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 Ağırılık Dayanma Yapıları - Esnek Ağırılık Dayanma Yapıları - Konsol Dayanma Yapıları Dolgu ve yarma dayanma yapılarının sınıflaması Tablo 4.15 ve Tablo 4.16'da verilmiştir.
Ağırılık Dayanma Yapısı	Aşağıdan yukarıya inşa edilen arkasındaki seçme dolgu malzemesinin yanıl hareketini engelleyen dayanma yapısı çeşididir. Duvar sistemine bağılı olarak rijit veya esnek olmaktadır.
Rijit Ağırılık Dayanma Yapısı	Genel olarak dolgu dayanma yapısı olarak kullanılmakta olup, duvar yüz elemanları rijit yapısal elemanlardan oluşmaktadır, örn.: taş duvar, betonarme dayanma yapıları.
Esnek Ağırılık 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 verildiğı 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 Ağırılık Duvarlar	Rijit/ Yarı-Rijit Ağırılık Duvar	Taş duvarlar, betonarme dayanma yapıları
Esnek Ağırılık Duvarlar	Prefabrik Modüler Ağırılık Duvar	Gabion duvarlar, kafes duvarlar
	Toprakarme Duvar	Toprakarme-modular blok yüzöl, toprakarme – prekast panel yüzöl, toprakarme-gabion yüzöl
	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 değıştirme türleri Tablo 4.17'de özetlenmiş olup, performans limitleri aşağıdaki gibi kategorize edilmiştir.

- Toptan göçme şekil değıştirmeleri
- Boyuna yönde oturma
- Enine yönde oturma
- Yanal yer değıştirmeler

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

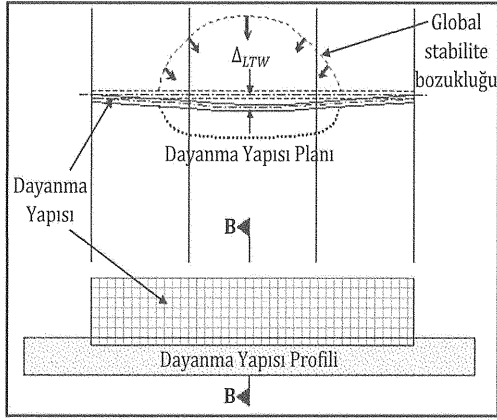
4.6.2.2. Toptan Göçme Şekil Değiştirmeleri

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.

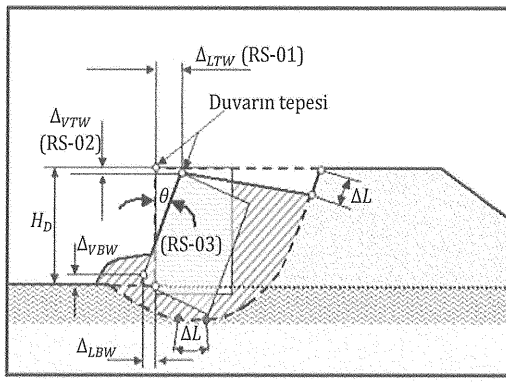
Performans hedefleri için önerilen Tablo 4.18'de verilen şekil değiştirme türleri için performans limitleri ise Tablo 4.19'da sunulmuştur.



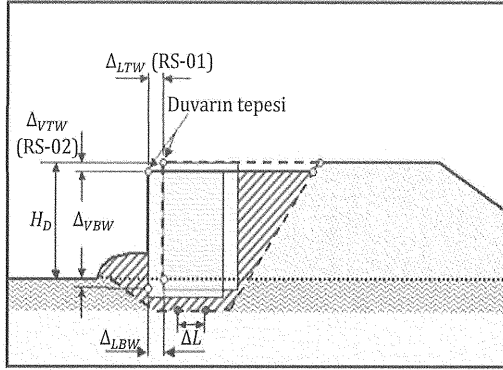
Şekil 4.5. Dayanma yapısında toptan göçme kaynaklı gelişen yanal yer değiştirme (SCDOT, 2008)

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°
			Ankrajsız 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)

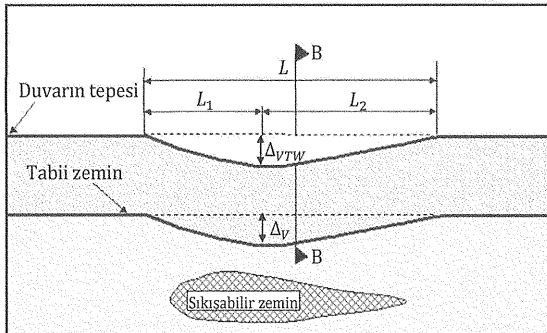
Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	Açıklama
Boyuna yöndeki farklı oturma, δ_v	RV-03	Dayanma yapısının boyuna profilinde duvarın tepesinde gelişen maksimum farklı oturmadır. Bu oturma 15 m’lik uzunlukta incelenmesi gerekmektedir. Ancak, Şekil 4.7’de gösterildiği gibi sınırlı bir alanda dolgu oturması 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 yüzlü	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 yüzlü	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 yüzlü	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.



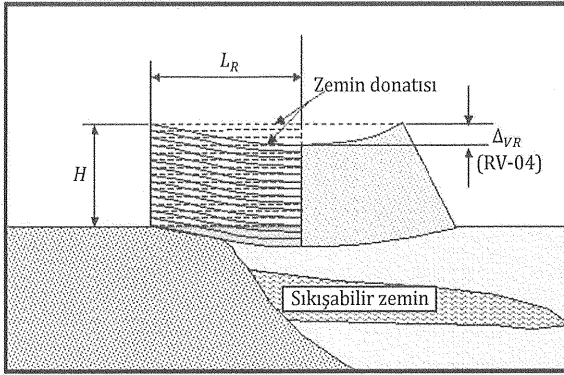
Şekil 4.7. Dayanma yapısının oturma profili (boyuna yönde) (SCDOT, 2008)

4.6.2.4. Dayanma Yapılarının Enine Doğrultudaki Oturması

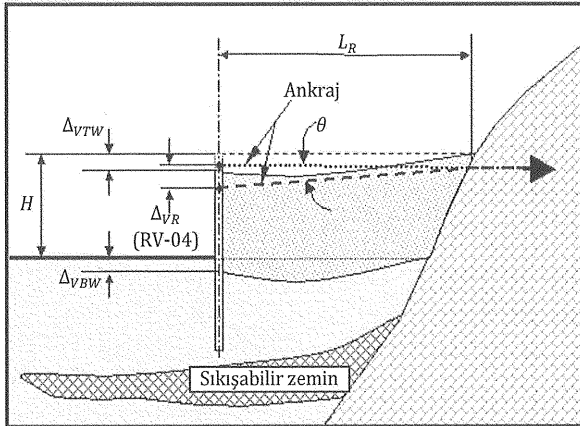
Geosentetik, ankraj vb. donatılı dayanma yapılarında deprem esnasında veya sonrasında gelişebilecek sıvılaşma gibi sismik tehlike kaynaklı olarak dikkate alınacak donatı uzunluğu (L) boyuncaki oturmanın tanımı Tablo 4.22 'de verilmiştir.

Tablo 4.22. Dayanma yapılarında deprem yükleri altında değerlendirilecek enine doğrultudaki düşey şekil değiştirme (SCDOT, 2008)

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No	Açıklama
Enine yöndeki farklı oturma, δ_v	RV-04	Destekli dayanma yapısının en kesitte donatı desteği boyunca maksimum farklı oturmadır. Bu oturma donatı boyunca maksimum 1.5 m mesafede incelenmesi gerekmektedir (Şekil 4.8 ve Şekil 4.9)



Şekil 4.8. Toprakarme dayanma yapısı donatı desteğinin en kesitteki farklı oturması (SCDOT, 2008)



Şekil 4.9. Ankrajlı dayanma yapısı donatı desteğinin en kesitteki farklı oturması (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 oturmalarda performans limitleri (SCDOT, 2008)

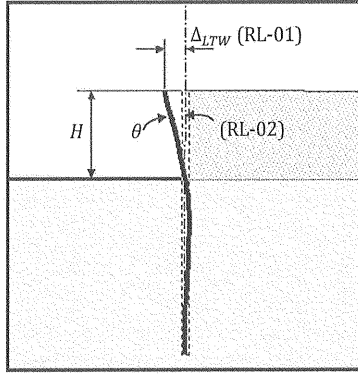
Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme No			Tasarım Depremi	Dolgu Performans Sınıflaması		
					DI	DII	DIII
Enine yöndeki farklı oturma, δ_V	RV-04	Dolgu dayanma yapıları	Toprakarme duvarlar	DD-2	$(1/80)L_R$	$(1/80)L_R$	$(1/80)L_R$
				DD-1	$(1/60)L_R$	$(1/60)L_R$	$(1/60)L_R$
			Geosentetik destekli şevler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

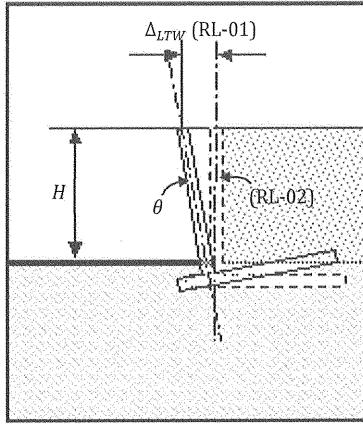
Dayanma yapılarında deprem kaynaklı olarak gelişen ilave yanal toprak basıncı altında oluşabilecek dayanma yapısına dik yöndeki yanal yer değiştirme türleri ve tanımları Tablo 4.24'te verilmiştir.

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

Şekil Değiştirme Türü	Şekil Değiştirme 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.

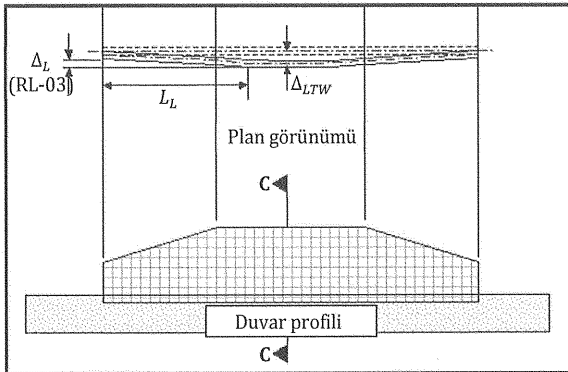


Şekil 4.10. Yarma dayanma yapısının yanal yer değiştirmesi (SCDOT, 2008)



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 oturmaların 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)H	(1/800)H	(1/480)H
				DD-1	(1/400)H	(1/400)H	(1/240)H
			Kafes duvarlar, toprakarme duvarlar	DD-2	(1/343)H	(1/343)H	(1/267)H
				DD-1	(1/171)H	(1/171)H	(1/133)H
			Gabion duvarlar, geosentetik destekli şevler	DD-2	(1/240)H	(1/240)H	(1/200)H
				DD-1	(1/120)H	(1/120)H	(1/80)H
		Yarma dayanma yapıları	Ankrajlı gömülü duvarlar, zemin çivili duvarlar	DD-2	(1/800)H	(1/800)H	(1/480)H
				DD-1	(1/400)H	(1/400)H	(1/240)H
			Gömülü duvarlar	DD-2	(1/343)H	(1/343)H	(1/267)H
				DD-1	(1/171)H	(1/171)H	(1/133)H
	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 $L_v = 15$ 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})	$<<(0.1)$	$>(0.60)$

Kalıcı şev yer değiştirme tahmini için Ulaşım ve Dağıtım Tesisleri için Deprem Yönetmelikleri Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri (Sektör: Dağıtım Tesis ve Sistemleri – A1) Bölüm 6.11.3.5 ve 6.11.3.6'tan yapılabilir. Buna göre kabul edilebilir kalıcı şev yer değiştirmesi, Kontrollü Hasar Performans Hedefi için 25 cm, Göçmenin Önlenmesi Performans Hedefi için ise 50 cm olarak uygulanacaktır. Newmark Kayan Blok Yöntemi, proje mühendisinin ve/veya onay makamının tercihi ile Birinci Aşama'da Kesintisiz Kullanım Performans Hedefi için de kullanılabilir. Bu durumda kalıcı şev yer değiştirmesi 10 cm'i aşmayacaktır.

4.8. Demiryolu Performans Kriterleri

Hızlı Demiryolu Hatları için kritik yer değiştirme limitleri en kapsamlı olarak Alman Literatüründe yer almaktadır. Yer değiştirme limitleri ile ilgili aşağıdaki maddeler önerilmiştir:

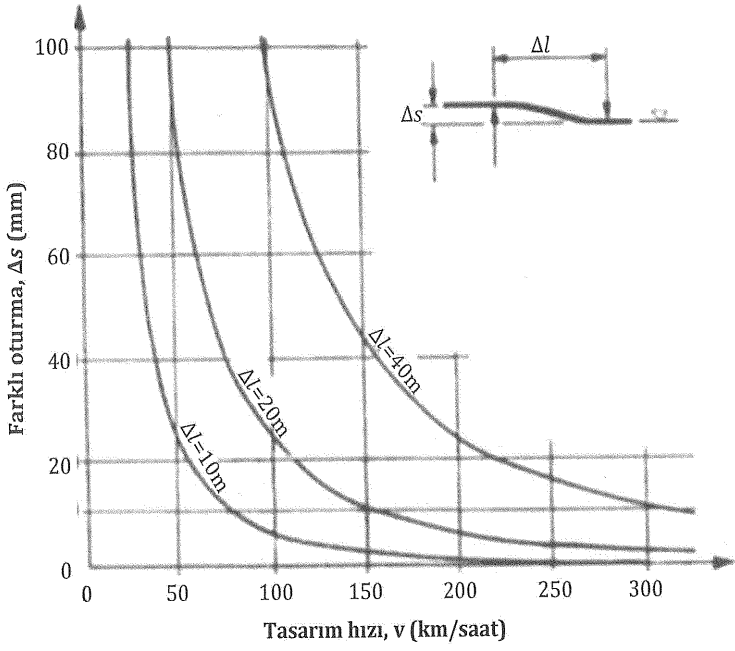
- Balastlı olmayan hatlarda farklı oturma açıları $\delta < 0.002$ (1/500) olmalıdır.
- 300 km/saat hızdaki hatlarda toplam oturma sınır değeri 15 mm'dir.
- Eğer 100 m'den daha az mesafelerde taban zeminden oluşmakta ise, farklı yer değiştirme kriteri geçerlidir, ancak toplam oturma limiti 30 mm'dir.

Yine Alman literatürü değişik tren hızları için kritik farklı deplasman değerlerini Şekil 4.13 'ten belirlenebileceğini önermektedir.

Fransa'daki uygulamalarda maksimum toplam oturma limiti 100 yıllık bir ray ömrü için 100 mm olarak tanımlanmıştır. Diğer bir kriter ise deplasman artışlarının 10 mm/yıl değerini aşmamasıdır.

Farklı deplasman kriteri ise 15 m'lik boyuna yönde bir mesafede kot farklarının maksimum 3 mm (1:5000) 30 m'lik mesafede ise 8 mm (1:3750) olarak sınırlandırılmasıdır. Enine yönde farklı yer değiştirme limiti ise 3 m'lik boyuna aks mesafesinde 3 mm (1:1000) ile sınırlandırılmıştır.

İspanya'daki uygulamalarda ray hattı inşaatının tamamlanması sonrasındaki 100 günlük periyotta 50 mm'yi aşmayan oturmaların sonlanması koşulu kabul kriteridir. Hattın periyodik kontrolleri için ise eğer deplasman oluşumu > 4 mm/ay ise senelik kontrolün 6 defa tekrarlanması, 1 – 4 mm/ay için 4 kontrol ve < 1 mm/ay için ise yıllık 2 kontrolün yeterli olacağı şartları öngörülmektedir.



Şekil 4.13. Demiryolu performansı (Angelica, 2016)

KAYNAKLAR

- Angelica A. (2016). "High-Speed Railway Embankments — A Comparison of Different Regulations" Master Thesis Department of Civil and Architectural Engineering.
- KTH Royal Institute of Technology Stockholm.SCDOT (South Carolina Department of Transportation). (2008-2010). "SCDOT Geotechnical Design Manual", Chapter 10, Güney Karolina, ABD.

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 yanal 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	Deprem büyüklüğü
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 yanal zemin basıncı
P_{PE}	Toplam (statik ve deprem) pasif zemin itkisi
P_{su}	Hidrostatik itki
p_{su}	Hidrostatik su basıncı
P_t	Dayanma yapısına etkiyen 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}	Zemin kütesinin yüzeyinde 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 doymuş 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

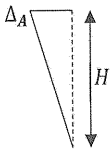
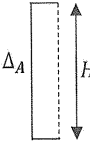
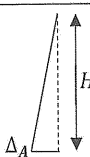
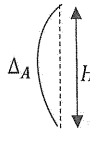
Bu bölümde esnek ve rijit dayanma yapıları üzerinde deprem durumunda etkiyen yanal zemin itkilerinin hesaplanmasına yönelik yöntemler verilmiştir.

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.

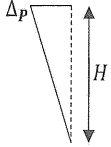
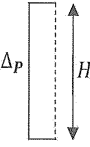
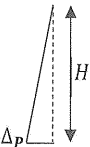
Eğer bodrum duvarlarında veya rijit betonarme kutu kesitlerde olduğu gibi yer değiştirme yok veya sınırlı düzeyde ise (*rijit duvarlar*) bu durumu temsil eden eşdeğer deprem katsayıları belirlenerek Bölüm 5.4'te sunulan genel limit denge yöntemi kullanılacaktır.

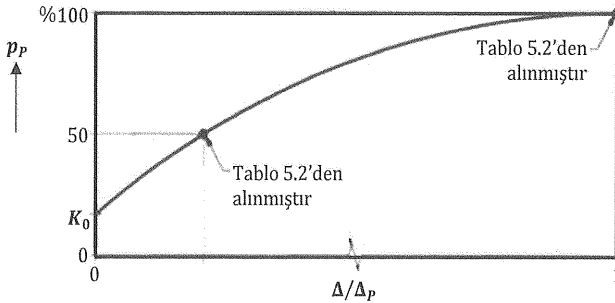
Bir dayanma yapısının tam aktif veya tam pasif limit denge durumuna ulaşabilmesi için yapması gereken yer değiştirme mertebeleri aktif limit denge durumu için Tablo 5.1, pasif limit denge durumu için Tablo 5.2'de verilmektedir. Bu tablolar düşey duvar, duvar gerisi yatay topoğrafya ve sükunetteki yanal 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.

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

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

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

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

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

urada; k_{maks} : potansiyel yenilme kütleisindeki maksimum deprem katsayısı (zemin sınıfına bağlı düzeltilmiş maksimum yer ivmesi katsayısı), r : duvar yer değiştirmesine bağlı katsayı, H : duvar yüksekliği [m], α : şev yüksekliği azalım katsayısı, β : ivme tepki spektrumu şekil katsayısı, PGA : maksimum yer ivmesi (22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'ndan alınacaktır), 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 (Türkiye Deprem Tehlike Haritaları'ndan alınacaktır).

Duvar yüksekliği azalım katsayısı (α) değerinin duvar yüksekliği (H) ile olan ilişkişi 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 müsade 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 tasarımımda dikkate alınması gereken hususlar NCHRP (2008) yayınımda 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.

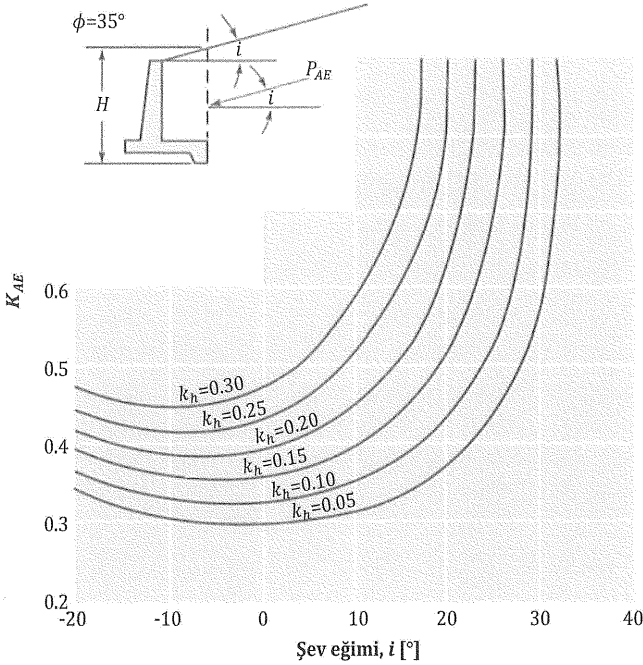
M-O yönteminin uygulanabilirliği duvar gerisi zeminin kayma direnci açısı (ϕ) ve eğimi (i) ile eşdeğer statik deprem katsayısının (k_h) değerlerine bağlıdır. Örneğin, şekil 5.2'de görüldüğü gibi $k_h = 0.30$ olduğunda şev eğiminin (i) 17°'ye yaklaşması durumunda K_{AE} değeri sonsuza yaklaşmakta ve M-O 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 [$^\circ$].



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 etkiyen 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.

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

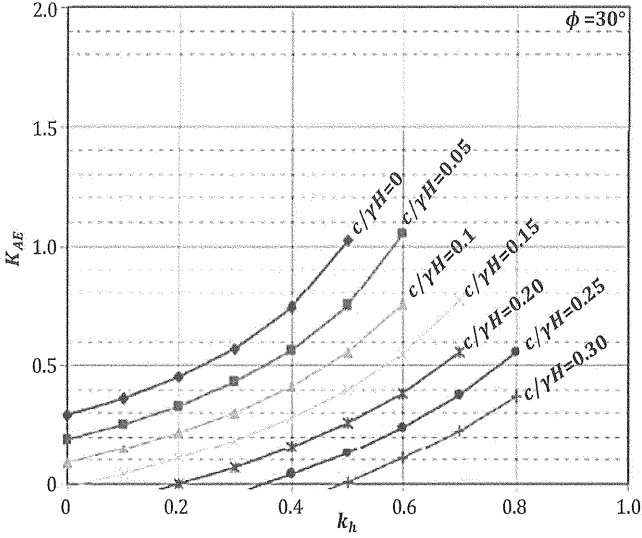
$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] \quad (\text{Denklem 5.5b})$$

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

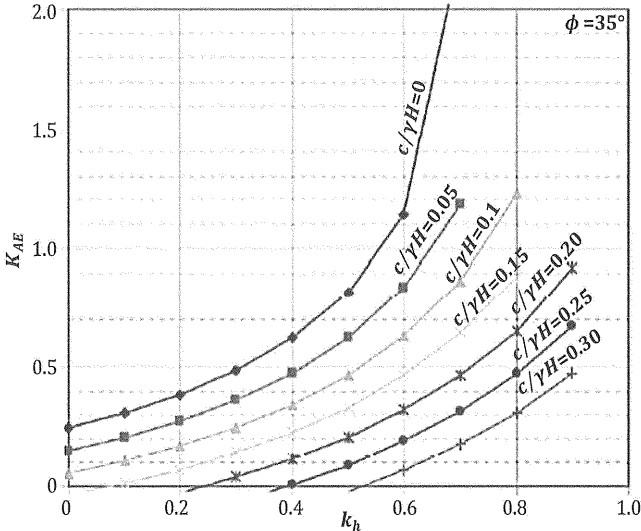
5.3.1.2. Kohezyonlu Zeminlerde Deprem Durumundaki Aktif Zemin İtkisi

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.

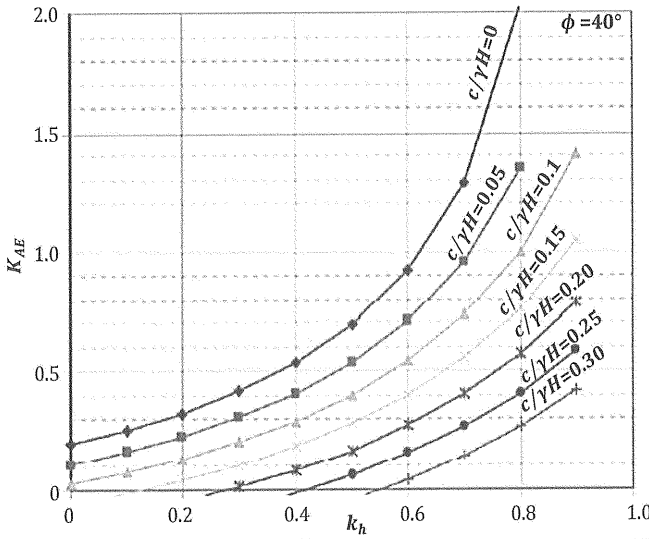
Duvar gerisindeki zeminin kohezyonlu (c ve ϕ) olması durumunda M-O yönteminden türetilmiş toplam (statik+deprem) aktif zemin basıncı katsayısı (K_{AE}) Şekil 5.4 – Şekil 5.6’da verilmektedir. Burada; k_h : yatay eşdeğer deprem katsayısı, c : zeminin kohezyonu, ϕ : zeminin kayma direnci açısı, γ : zeminin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

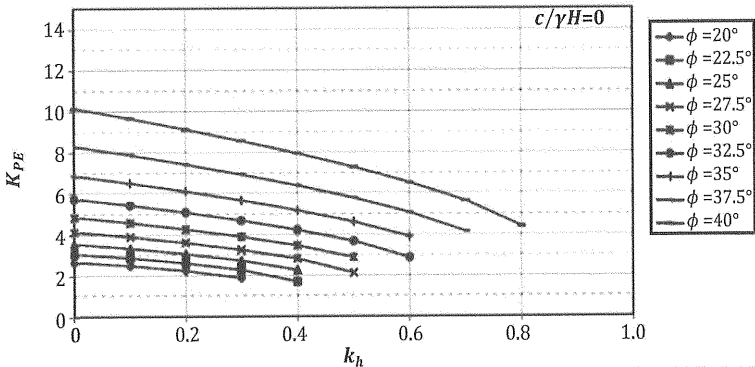


Şekil 5.6. $\phi = 40^\circ$ zemin için toplam aktif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)

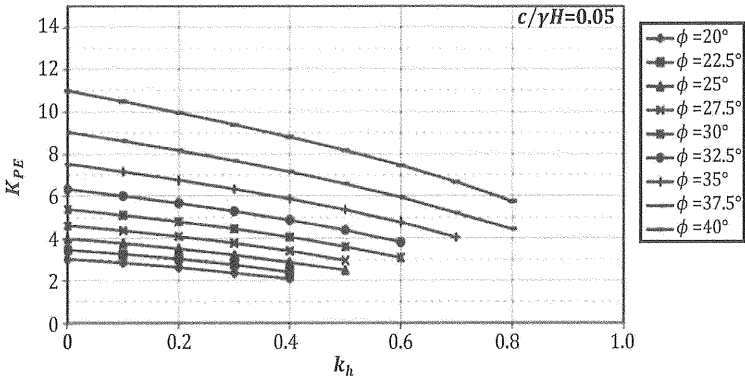
5.3.1.3. Kohezyonlu Zeminlerde Deprem Durumundaki Pasif Zemin İtkisi

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.

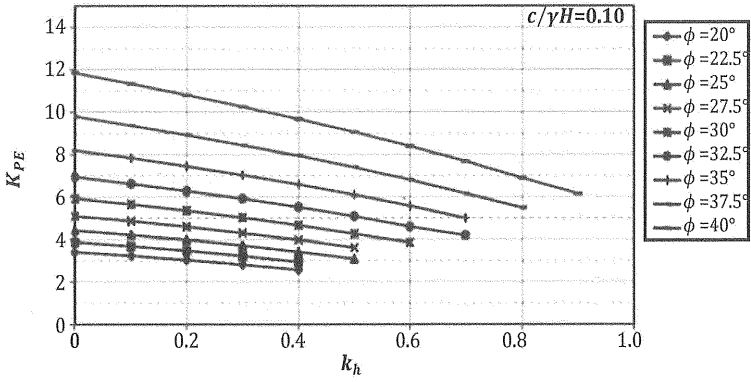
Toplam (statik+deprem) pasif yanal zemin basıncı katsayısı (K_{PE}) Şekil 5.7 – Şekil 5.12 'de verilmektedir. Burada; k_h : yatay eşdeğer deprem katsayısı, c : zeminin kohezyonu, ϕ : zeminin kayma direnci açısı, γ : zeminin birim hacim ağırlığı ve H : duvar yüksekliğidir. Bu yaklaşım yatay geri dolgu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



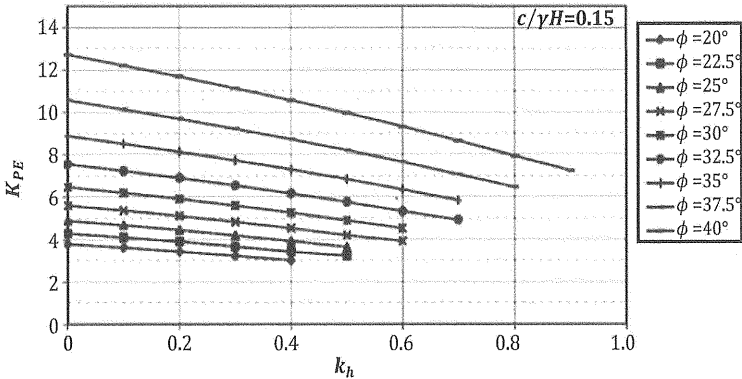
Şekil 5.7. $c/\gamma H = 0$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



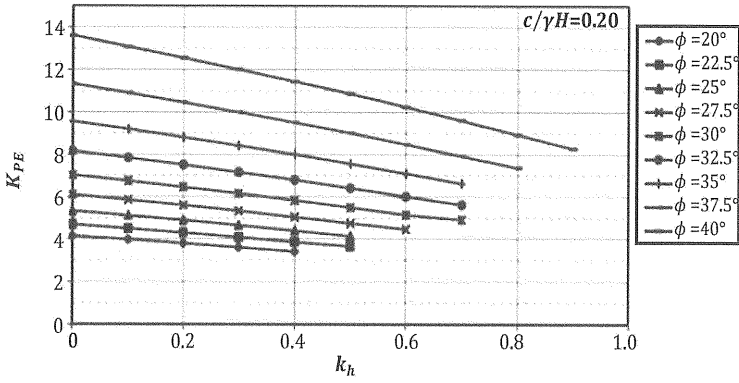
Şekil 5.8. $c/\gamma H=0.05$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



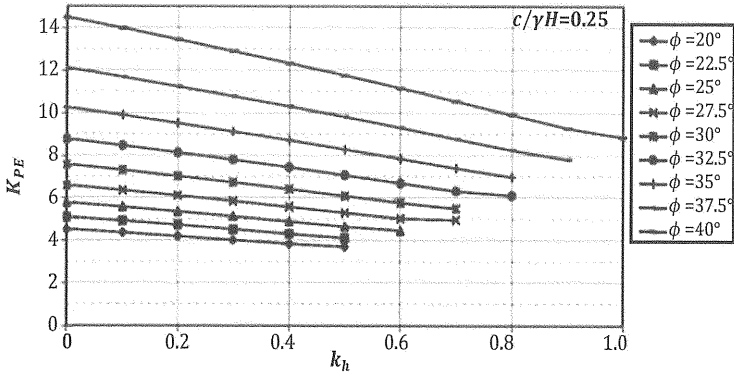
Şekil 5.9. $c/\gamma H=0.10$ için toplam pasif yanal zemin basıncı katsayısı (NCHRP, 2008)



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 doygun 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.

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

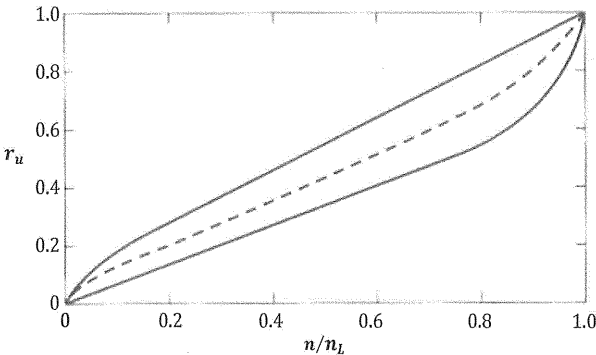
$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{doy} k_h}{\gamma'(1 - r_u)(1 - k_v)} \right] \quad (\text{Denklem 5.12})$$

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

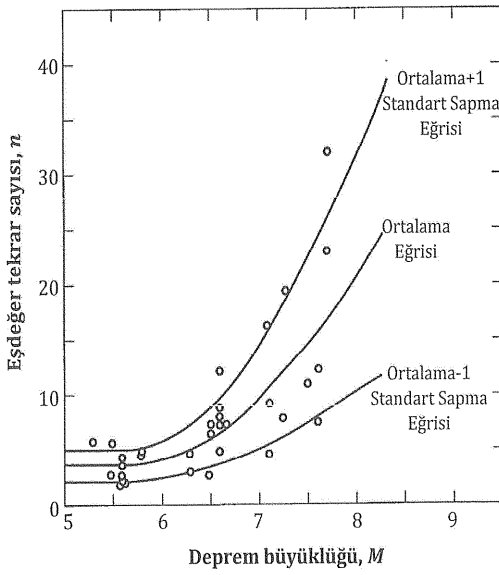
HBS durumunda M-O ile hesaplanan toplam aktif itkiye eşdeğer hidrostatik itki değeri eklenir. Bu hidrostatik itkinin hesabında ise sıvının eşdeğer birim hacim ağırlığı (γ_{ed}) Denklem 5.13 'ten hesaplanacaktır.

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

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) bağlı olup Şekil 5.14'ten alınabilir.



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



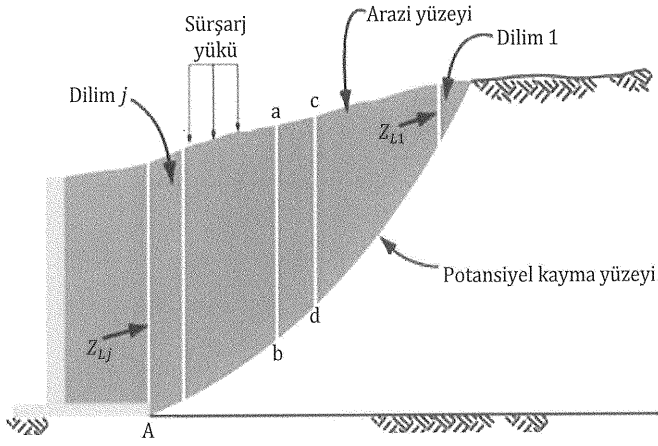
Şekil 5.14. Farklı deprem moment büyüklükleri için tekrar sayıları (Kramer, 1996)

Duvarın gerisinde sıvılaşma olması durumunda ($r_u=1.0$) toplam yatay itki (P_t) eşdeğer sıvı birim ağırlığı $\gamma_{ed} = \gamma_{doy}$ 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 modellenecektir.
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 5.15' teki Z_{Lj}). Bu kuvvetin etki noktası tabandan duvar yüksekliğinin $(1/3)H$ ile $(2/3)H$ 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 5.15. 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 Accelarations and Changing Inclination of Failure Surface", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.