



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



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

**YÜKSEL  
PROJE**

**NİHAİ RAPORA ESAS TASLAK RAPOR  
(ARA RAPOR-3)**

**Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri  
(Sektör: UlaŖım Tesisleri – A1)**

MAYIS 2019

## İÇİNDEKİLER

### SİMGELER

### BÖLÜM 1 – GENEL HÜKÜMLER

#### 1.1. KAPSAM

#### 1.2. GENEL İLKELER

#### 1.3. ÖZEL KONULARDA TASARIM GÖZETİMİ VE KONTROLÜ

##### 1.3.1. Tanım

##### 1.3.2. Kapsam

### BÖLÜM 2 – DEPREM YER HAREKETİ

#### 2.1. DEPREM TEHLİKE HARİTALARI

#### 2.2. DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYLERİ

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

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

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

##### 2.2.4. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3)

#### 2.3. STANDART DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI

##### 2.3.1. Tanım

##### 2.3.2. Harita Spektral İvme Katsayıları ve Tasarım Spektral İvme Katsayıları

##### 2.3.3. Yerel Zemin Etki Katsayıları

##### 2.3.4. Yatay Elastik Tasarım Spektrumu

##### 2.3.5. Düşey Elastik Tasarım Spektrumu

#### 2.4. SAHAYA ÖZEL DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMU

##### 2.4.1. Sahaya Özel Elastik İvme Spektrumu

##### 2.4.2. Sahaya Özel Deprem Tehlikesi Analizleri

##### 2.4.3. Sahaya Özel Zemin Davranış Analizleri

#### 2.5. ZAMAN TANIM ALANINDA DEPREM YER HAREKETLERİNİN TANIMLANMASI

##### 2.5.1. Deprem Kayıtlarının Seçimi

##### 2.5.2. Deprem Kayıtlarının Basit Ölçeklendirme Yöntemi ile Ölçeklendirilmesi

##### 2.5.3. Deprem Kayıtlarının Spektral Uyuşum Sağlanacak Şekilde Dönüştürülmesi

#### 2.6. İNŞAAT SIRASINDA DEPREM YER HAREKETİ

### EK 2A – DD-2a DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYİNE AİT SPEKTRAL İVME KATSAYILARI

### EK 2B – İNŞAAT SÜRESİNCE GÖZÖNÜNE ALINACAK DEPREM YER HAREKETİNE AİT SPEKTRAL İVME KATSAYILARI

### BÖLÜM 3 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA KÖPRÜLER İÇİN PERFORMANSA GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM ESASLARI

#### 3.1. KÖPRÜLERİN PERFORMANSA GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM İLKELERİ

#### 3.2. KÖPRÜ ÖNEM SINIFLARI

- 3.2.1. Standart Karayolu Köprüleri
- 3.2.2. Standart Demiryolu Köprüleri
- 3.2.3. Özel Köprüler
- 3.3. DEPREM TASARIM SINIFLARI
- 3.4. DEPREM ETKİSİ ALTINDA KÖPRÜLER İÇİN SÜNEK DAVRANIŞ İLKELERİ
- 3.5. KÖPRÜ PERFORMANS DÜZEYLERİ
- 3.6. DEPREM ETKİSİ ALTINDA İKİ AŞAMALI KÖPRÜ TASARIMI VE KÖPRÜ PERFORMANS HEDEFLERİ
  - 3.6.1. Birinci Aşama Hesap – Tasarım – Değerlendirme
  - 3.6.2. İkinci Aşama Hesap – Değerlendirme – Tasarım
  - 3.6.3. Köprü Performans Hedefleri
- 3.7. TAŞIYICI SİSTEM DAVRANIŞI KRİTİK OLAN VE KRİTİK OLMAYAN STANDART KÖPRÜLER
- 3.8. DEPREM ETKİSİ ALTINDA HESAP VE DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİNİN KULLANILMASINA İLİŞKİN KURALLAR
- 3.9. DEPREM YER HAREKETİNİN KÖPRÜ BOYUNCA DEĞİŞKEN OLMASI DURUMU
- 3.10. KÖPRÜ – KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN GÖZÖNÜNE ALINMASI

#### **BÖLÜM 4 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜLERİN BİRİNCİ AŞAMA HESAP – TASARIM – DEĞERLENDİRME KURALLARI**

- 4.1. AMAÇ VE KAPSAM
- 4.2. DEPREM ETKİSİNİN TANIMLANMASI VE DİĞER ETKİLERLE BİRLEŞTİRİLMESİ
  - 4.2.1. Yatay Deprem Etkisi
  - 4.2.2. Yatayda Birbirine Dik Doğrultulardaki Deprem Etkilerinin Birleştirilmesi
  - 4.2.3. Düşey Deprem Etkisi
  - 4.2.4. Deprem Etkisinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi
- 4.3. BİRİNCİ AŞAMADA KÖPRÜ TAŞIYICI SİSTEMLERİNİN MODELLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR
  - 4.3.1. Genel Modelleme Kuralları
  - 4.3.2. Tabliyelerin Modellenmesi
  - 4.3.3. Orta Ayakların Modellenmesi
  - 4.3.4. Başlık Kirişlerinin Modellenmesi
  - 4.3.5. Mesnetlerin ve Takozların Modellenmesi
  - 4.3.6. Orta Ayak Temellerinin Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi
  - 4.3.7. Kenar Ayakların Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi
  - 4.3.8. Kütlelerin Modellenmesi
- 4.4. BİRİNCİ AŞAMADA DOĞRUSAL DEPREM HESABI YÖNTEMLERİ
  - 4.4.1. Kapsam
  - 4.4.2. Modal Hesap Yöntemleri
  - 4.4.3. Doğrudan Entegrasyon Yöntemi
  - 4.4.4. Tek Modlu Doğrusal Hesap
  - 4.4.5. Tek Açıklıklı Köprülerin Hesabı
- 4.5. BİRİNCİ AŞAMADA TASARIM VE DAYANIMA GÖRE DEĞERLENDİRME

- 4.5.1. Kapsam
- 4.5.2. Birinci Aşamada Tasarım
- 4.5.3. Birinci Aşamada Sünek Davranışa Sahip Elemanlar İçin Dayanıma Göre Değerlendirme
- 4.5.4. Birinci Aşamada Sünek Olmayan Davranışa Sahip Elemanlar İçin Dayanıma Göre Değerlendirme

## **EK 4A – MODAL HESAP YÖNTEMLERİ**

### **4A.1. MODAL HESAP PARAMETRELERİ**

- 4A.1.1. Genel
- 4A.1.2. Serbest Titreşim Hesabı
- 4A.1.3. Modal Katkı Çarpanları
- 4A.1.4. Yeterli Titreşim Modu Sayısı

### **4A.2. MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE DEPREM HESABI**

- 4A.2.1. Genel
- 4A.2.2. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Sabit Olması Durumu
- 4A.2.3. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Değişken Olması Durumu

### **4A.3. MOD TOPLAMA YÖNTEMİ İLE DEPREM HESABI**

- 4A.3.1. Genel
- 4A.3.2. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Sabit Olması Durumu
- 4A.3.3. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Değişken Olması Durumu

## **BÖLÜM 5 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜLERİN İKİNCİ AŞAMA HESAP – DEĞERLENDİRME – TASARIM KURALLARI**

### **5.1. AMAÇ VE KAPSAM**

### **5.2. DEPREM ETKİSİNİN TANIMLANMASI VE DİĞER ETKİLERLE BİRLEŞTİRİLMESİ**

- 5.2.1. Yatay Deprem Etkisi
- 5.2.2. Düşey Deprem Etkisi
- 5.2.3. Deprem Etkisinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi

### **5.3. DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞ MODELLERİ**

- 5.3.1. Yığılı Plastik Davranış Modeli
- 5.3.2. Yayılı Plastik Davranış Modelleri

### **5.4. İKİNCİ AŞAMADA KÖPRÜ TAŞIYICI SİSTEMLERİNİN MODELLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR**

- 5.4.1. Genel Modelleme Kuralları
- 5.4.2. Tabliyelerin Modellenmesi
- 5.4.3. Orta Ayakların Modellenmesi
- 5.4.4. Başlık Kirişlerinin Modellenmesi
- 5.4.5. Mesnetlerin ve Takozların Modellenmesi
- 5.4.6. Orta Ayak Temellerinin Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi
- 5.4.7. Kenar Ayakların Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi
- 5.4.8. Kütlelerin Modellenmesi

### **5.5. İKİNCİ AŞAMADA DEPREM HESAP YÖNTEMLERİ**

- 5.5.1. Kapsam

- 5.5.2. Orta Ayak İtme Hesabı
- 5.5.3. YÖNTEM 2.1: Karma Yöntem
- 5.5.4. YÖNTEM 2.2: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile Çok Modlu İtme Hesabı
- 5.5.5. YÖNTEM 2.3: Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Deprem Hesabı
- 5.6. İKİNCİ AŞAMADA ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM
  - 5.6.1. Birim Şekildeğiştirme Kapasiteleri
  - 5.6.2. Plastik Dönme Kapasiteleri
  - 5.6.3. Plastik Dönme – Eksenel Kuvvet Etkileşim Diyagramları
  - 5.6.4. Azaltılmış Şekildeğiştirme Kapasiteleri
  - 5.6.5. Betonarme Elemanlarda Kesme Kuvveti Kapasitesi
  - 5.6.6. Betonun Kesme Kuvveti Kapasitesi
  - 5.6.7. Enine Donatının Kesme Kuvveti Kapasitesi
  - 5.6.8. Orta Ayaklarda İkinci Mertebe Etkisinin Sınırlandırılması

#### **EK 5A – BETON VE DONATI ÇELİĞİ İÇİN GERİLME – BİRİM ŞEKİLDEĞİŞTİRME BAĞINTILARI**

- 5A.1. SARGILI VE SARGISIZ BETON MODELLERİ
- 5A.2. DONATI ÇELİĞİ MODELİ

#### **EK 5B – BETONARME KESİTLERDE ETKİN KESİT EĞİLME RİJİTLİĞİ, ETKİN AKMA MOMENTİ VE ETKİN AKMA YÜZEYİ**

- 5B.1. MOMENT – EĞRİLİK HESABI: ETKİN KESİT EĞİLME RİJİTLİĞİ VE ETKİN AKMA MOMENTİ
- 5B.2. ETKİN AKMA YÜZEYLERİ

#### **EK 5C – AYAK İTME HESABI**

- 5C.1. ORTA AYAK İTME HESABI
  - 5C.1.1. Amaç
  - 5C.1.2. Modelleme Kuralları
  - 5C.1.3. Orta Ayak İtme Hesabına İlişkin Kurallar
  - 5C.1.4. Orta Ayak İtme Hesabının İkinci Aşama Deprem Hesabında Kullanımı
- 5C.2. KENAR AYAK İTME HESABI
  - 5C.2.1. Amaç
  - 5C.2.2. Modelleme Kuralları
  - 5C.2.3. Kenar Ayak İtme Hesabına İlişkin Kurallar
  - 5C.2.4. Kenar Ayak İtme Hesabının İkinci Aşama Deprem Hesabında Kullanımı

#### **EK 5D – YÖNTEM 2.1: KARMA YÖNTEM İLE ŞEKİLDEĞİŞTİRME VE İÇ KUVVET TALEPLERİNİN ELDE EDİLMESİ**

- 5D.1. ORTA AYAK YERDEĞİŞTİRME TALEBİ
- 5D.2. ORTA AYAKLARDA VE KENAR AYAKLARDA PLASTİK ŞEKİLDEĞİŞTİRME VE İÇ KUVVET TALEPLERİ
- 5D.3. BAĞLANTI PLAKLARINDA PLASTİK ŞEKİLDEĞİŞTİRME TALEPLERİ
  - 5D.3.1. Boyuna Doğrultuda Deprem Etkisi
  - 5D.3.2. Enine Doğrultuda Deprem Etkisi

#### 5D.4. TABLİYEDE VE BAĞLANTI PLAKLARINDA KESME KUVVETİ TALEPLERİ

### **EK 5E – YÖNTEM 2.2: ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME (AMB) YÖNTEMİ İLE ÇOK MODLU İTME HESABI**

#### 5E.1. GİRİŞ

#### 5E.2. ARTIMSAL DEPREM YÜKLERİ VE ARTIMSAL YERDEĞİŞTİRMELER

#### 5E.3. MODAL KAPASİTE DİYAGRAMLARI

#### 5E.4. MODAL ÖLÇEKLENDİRME

#### 5E.5. ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE İTME HESABI ALGORİTMASI

#### 5E.6. MAKSİMUM DAVRANIŞ BÜYÜKLÜKLERİNİN BELİRLENMESİ

#### 5E.7. ÖZEL DURUMLAR

#### 5E.8. REFERANSLAR

### **EK 5F – YÖNTEM 2.2 KAPSAMINDA ALTSİSTEMLİ ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME (AMB – ALT) YÖNTEMİ İLE ÇOK MODLU İTME HESABI**

#### 5F.1. ORTA AYAK VE KENAR AYAK ALTSİSTEM PARAMETRELERİ

#### 5F.2. AMB-ALT YÖNTEMİ HESAP ALGORİTMASI

#### 5F.3. MAKSİMUM DAVRANIŞ BÜYÜKLÜKLERİNİN BELİRLENMESİ

### **BÖLÜM 6 – ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN VE DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN DAVRANIŞININ BELİRLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR**

#### 6.1. TANIM, KAPSAM ve GENEL İLKELER

#### 6.2. ZEMİN KOŞULLARININ TANIMLANMASI: ZEMİN ARAŞTIRMALARI, VERİ RAPORU VE GEOTEKNİK RAPOR

##### 6.2.1. Zemin Araştırmaları

##### 6.2.2. Zemin Araştırma Raporları: Veri Raporu ve Geoteknik Rapor

#### 6.3. ZEMİN PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

#### 6.4. YEREL ZEMİN SINIFLARININ BELİRLENMESİ

#### 6.5. ZEMİN ORTAMININ DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK MODELLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR

#### 6.6. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN SERBEST ZEMİN DAVRANIŞ HESABI

#### 6.7. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

#### 6.8. DEPREM ETKİSİ ALTINDA YANAL YAYILMA ETKİLERİ

#### 6.9. KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN p-y, t-z ve Q-Z YAYLARININ BELİRLENMESİ

#### 6.10. DEPREM ETKİSİ ALTINDA STATİK-EŞDEĞER ZEMİN VE SU BASINÇLARI

##### 6.10.1. Zemin Basınçları

##### 6.10.2. Duvar Arkası Su Seviyesinin Zemin Basıncına Etkisi

##### 6.10.3. Su Basınçları

#### 6.11. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ŞEVLERİN VE DAYANMA YAPILARININ

## TOPTAN GÖÇMEYE KARŞI DURAYLILIĞI

6.11.1. Genel

6.11.2. Eşdeğer-Statik Limit Denge Hesabı Yöntemi

6.11.3. Newmark Kayan Blok Yöntemi

## **EK 6A – ZEMİN ARAŞTIRMALARI İÇİN GENEL KURALLAR**

6A.1. ZEMİN ARAŞTIRMA SONDAJLARI

6A.2. ARAZİ DENEYLERİ

6A.3. LABORATUVAR DENEYLERİ

## **EK 6B – BASİTLEŞTİRİLMİŞ ZEMİN SIVILAŞMA DEĞERLENDİRMESİ**

6B.1. KAPSAM

6B.2. SPT VERİLERİNİN DÜZELTİLMESİ

6B.2.1. Ham SPT Verilerinin Düzeltilmesi

6B.2.2. SPT Verilerinin İnce Dane İçeriğine Göre Düzeltilmesi

6B.3. SIVILAŞMA DİRENCİNİN HESAPLANMASI

6B.4. DEPREMDE OLUŞAN KAYMA GERİLMESİNİN HESAPLANMASI

## **EK 6C – p-y, t-z ve Q-Z YAYLARI İÇİN KAYNAKLAR**

6C.1. p-y YAYLARI İÇİN KAYNAKLAR

6C.2. SIVILAŞMA OLUŞAN ZEMİNLERDE p-y YAYLARI İÇİN KAYNAKLAR

6C.3. t-z VE Q-Z YAYLARI İÇİN KAYNAK

## **EK 6D – KENAR AYAK ARKA DOLGUSUNDA PASİF BASINÇ İÇİN p – y EĞRİSİ**

## **BÖLÜM 7 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜLERDE KÖPRÜ – KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN HESAP KURALLARI**

7.1. KAPSAM

7.2. ZEMİN DEPREM DAVRANIŞININ VE KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN  
MODELLENMESİ

7.2.1. Genel Modelleme Yaklaşımı

7.2.2. Serbest Zemin Davranış Hesabı

7.2.3. Kazık – Zemin Etkileşiminin Modellenmesi

7.2.4. Kazıkların Modellenmesi

7.3. KÖPRÜ–KAZIK–ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN KKZE–A YÖNTEMİ

7.3.1. KKZE-A Yöntemi ile Kinematik Etkileşim Hesabı

7.3.2. KKZE-A Yöntemi ile Eylemsizlik Etkileşiminin Gözönüne Alınması

7.3.3. Kinematik ve Eylemsizlik Etkileşimi Sonuçlarının Birleştirilmesi

7.4. KÖPRÜ–KAZIK–ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN KKZE–B YÖNTEMİ

7.4.1. KKZE-B Yöntemi ile Kinematik Etkileşim Hesabı

7.4.2. KKZE-B Yöntemi ile Eylemsizlik Etkileşiminin Gözönüne Alınması

7.4.3. Kinematik ve Eylemsizlik Etkileşimi Sonuçlarının Birleştirilmesi

7.5. KÖPRÜ–KAZIK–ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN KKZE–C YÖNTEMİ

7.6. YÜZEYSEL VE ZEMİNE KISMEN GÖMÜLÜ TEMELLER İÇİN KÖPRÜ–ZEMİN  
EYLEMSİZLİK ETKİLEŞİMİ

## **BÖLÜM 8 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜ TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ TASARIMINA İLİŞKİN KURALLAR**

- 8.1. MALZEME KOŞULLARI
- 8.2. KESİT HESAPLARINA İLİŞKİN GENEL KURALLAR
- 8.3. KOLONLAR İÇİN DONATI KOŞULLARI
  - 8.3.1. Kolonlar İçin Boyuna Donatı Koşulları
  - 8.3.2. Kolonlar İçin Enine Donatı Koşulları
- 8.4. ORTA AYAK TEMELLERİNİN TASARIMINA İLİŞKİN KURALLAR
  - 8.4.1. Temel Tasarımında Esas Alınacak Kuvvetler
  - 8.4.2. Temellerin Geoteknik Tasarımında Taşıma Gücü İlkesi
  - 8.4.3. Yüzeysel ve Zemine Kısmen Gömülü Temeller
  - 8.4.4. Kazıklı Temeller
- 8.5. KAZIKLARIN YAPISAL TASARIMINA İLİŞKİN KOŞULLAR
- 8.6. KENAR AYAKLARIN TASARIMINA İLİŞKİN KURALLAR
- 8.7. KESME TAKOZLARI İÇİN KESME KUVVETİ KAPASİTESİ
- 8.8. MİNİMUM OTURMA UZUNLUĞU

## **BÖLÜM 9 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA MEVCUT STANDART KÖPRÜLERİN PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ VE GÜÇLENDİRME TASARIMINA İLİŞKİN GENEL KURALLAR**

- 9.1. MEVCUT STANDART KÖPRÜLERİN DEPREM ETKİSİ ALTINDA PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİNE İLİŞKİN GENEL KURALLAR
  - 9.1.1. Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi
  - 9.1.2. Deprem Etkisi Altında Mevcut Standart Köprüler İçin Birinci Aşama Performans Değerlendirmesi
  - 9.1.3. Deprem Etkisi Altında Mevcut Standart Köprüler İçin İkinci Aşama Performans Değerlendirmesi
- 9.2. MEVCUT STANDART KÖPRÜLERİN DEPREM ETKİSİ ALTINDA GÜÇLENDİRİLMESİNE İLİŞKİN GENEL KURALLAR
  - 9.2.1. Kolonların Mantolanması
  - 9.2.2. Temellerin ve Kazık Başlarının Güçlendirilmesi



## SİMGELER

$AS$	= Orta ayak ve kenar ayakların toplamı olarak ayak sayısı
$A_c$	= Temel altında basınç gerilmelerinin oluştuğu toplam alan [ $m^2$ ]
$A_c$	= Brüt betonarme kesit alanı [ $mm^2$ ]
$A_{ck}$	= Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçülere göre beton çekirdek alanı [ $mm^2$ ]
$A_{ct}$	= Kesme takozu kesme sürtünmesi arayüz alanı [ $mm^2$ ]
$A_{os}$	= Enine donatının alanı (dairesel kesit) [ $mm^2$ ]
$A_{sh}$	= Enine donatı alanı (dikdörtgen kesit) [ $mm^2$ ]
$A_s$	= Boyuna donatı alanı [ $mm^2$ ]
$A_{sp}$	= Dairesel kesitte tek bir spiral veya etriyenin alanı [ $mm^2$ ]
$A_{st}$	= Kesme takozu kesme sürtünmesi arayüzüne dik donatı alanı [ $mm^2$ ]
$A_{swx}, A_{swy}$	= Dikdörtgen kesitte x ve y doğrultularında toplam enine donatı alanı [ $mm^2$ ]
$a_i$	= Yatayda bir etriye kolu veya çiroz tarafından mesnetlenen boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklık [mm]
$a_n^{(X)}(t)$	= (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal sözde-ivme [ $m/s^2$ ]
$a_n^{(X,i)}$	= (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımı sonunda n'inci moda ait modal sözde-ivme
$a_n^{(X,k)}(t)$	= k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal sözde-ivme [ $m/s^2$ ]
$a_x$	= (X) deprem doğrultusunda dikdörtgen kesitli çubuğun boyutu
$a_y$	= (X) deprem doğrultusuna dik doğrultuda elips kesitli çubuğun yarıçapı veya dikdörtgen kesitli çubuğun boyutu
$a_{yn}$	= n'inci moda ait eşdeğer akma ivmesi [ $m/s^2$ ]
$B'$	= Etkin temel genişliği [m]
$b_c, b_q, b_\gamma$	= Temel taban eğimi düzeltme katsayıları
$b_m$	= Sargı mantosunda kolon alt ve uçları ile komşu elmanlar arasında bırakılacak boşluk (yaklaşık 50 mm)
$b_o$	= x doğrultusunda göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu [mm]
$C_B$	= Sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı
$C_E$	= Enerji oranı düzeltme katsayısı
$C_M$	= Tasarım depremi moment büyüklüğü düzeltme katsayısı
$C_N$	= Kohezyonsuz zeminlerde uygulanan jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısı
$CPT$	= Koni Penetrasyon Deneyi simgesi
$C_R$	= Tij boyu düzeltme katsayısı

- $C_{Rj}$  = j'inci orta ayak için hesaplanan yerdeğiştirme büyütme katsayısı
- $C_{Rn}$  = n'inci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
- $CRR_{M7.5}$  = Moment büyüklüğü 7.5 olan depreme karşı gelen çevrimsel dayanım oranı
- $C_S$  = Numune alıcı tipi düzeltme katsayısı
- $CU$  = "Konsolidasyonlu-Drenajlı" simgesi
- $c_t$  = Kesme takozu kesme sürtünmesi arayüzünde kohezyon [MPa]
- $c_u$  = Drenajsız kayma dayanımı [kPa]
- $(c_u)_{30}$  = Üst 30 metredeki ortalama drenajsız kayma dayanımı [kPa]
- $c_{u,i}$  = i'inci alt tabakanın drenajsız kayma dayanımı [kPa]
- $D$  = Kazık çapı [mm]
- DD-1 = 50 yılda aşılma olasılığı %2 (100 yılda aşılma olasılığı %4) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi
- DD-2 = 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 475 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi
- DD-2a = 50 yılda aşılma olasılığı %30 (100 yılda aşılma olasılığı %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 144 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi
- DD-3 = 50 yılda aşılma olasılığı %50 (100 yılda aşılma olasılığı %75) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 72 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi
- $D_H$  = Yanal yayılma yerdeğiştirmesi [m]
- $D_o$  = Dairesel kesitte göbek betonunu sargılayan spiral veya etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit çapı [mm]
- DTS = Deprem Tasarım Sınıfı simgesi
- $d_{bl}$  = Betonarme kesitte ortalama donatı çapı [mm]
- $d_c, d_q, d_\gamma$  = Temel derinliği düzeltme katsayıları
- $d_{su}$  = Su altındaki duvar yüksekliği [m]
- $d_n^{(X)}(t)$  = (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal yerdeğiştirme [m]
- $d_n^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımı sonunda n'inci moda ait modal yerdeğiştirme [m]
- $d_n^{(X,k)}(t)$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal yerdeğiştirme [m]
- $\dot{d}_n^{(X)}(t)$  = (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal hız [m/s]
- $\dot{d}_n^{(X,k)}(t)$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal hız [m/s]
- $\ddot{d}_n^{(X)}(t)$  = (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal ivme [m/s<sup>2</sup>]

- $\ddot{d}_n^{(X,k)}(t)$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal ivme [m/s<sup>2</sup>]
- $E_c$  = Betonun elastisite modülü [MPa]
- $E_d$  = Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarıma esas toplam deprem etkisi
- $E_{dev}$  = Dayanma yapısını devrilmeye zorlayan etkiler toplamı
- $E_d^{(H)}$  = Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarıma esas yatay deprem etkisi
- $E_d^{(Z)}$  = Düşey deprem etkisi
- $(EA)_k$  = Orta ayaktaki k'inci kolonun aksenal kesit rijitliği [kN]
- $(EI)_e$  = Yığılı plastik davranışına göre modellenen kolon, kiriş, bağ kirişi veya perdenin etkin kesit rijitliği [kNm<sup>2</sup>]
- $(EI)_{e,k}$  = Orta ayaktaki k'inci kolonun etkin eğilme kesit rijitliği [kNm<sup>2</sup>]
- $E_s$  = Donatı çeliğinin elastisite modülü [MPa]
- $E_t$  = Statik ve depremi içeren yükleme durumlarına ilişkin tasarım etkileri
- $\tilde{F}^{(i)}$  = (i)'inci itme adımına ait birikimli spektrum ölçek katsayısı
- $F_S$  = Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
- $F_1$  = 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
- $f_c$  = Sargılı betonda beton basınç gerilmesi [MPa]
- $f_{cc}$  = Sargılı betonun karakteristik dayanımı [MPa]
- $f_{ck}$  = Betonun karakteristik basınç dayanımı [MPa]
- $f_{co}$  = Sargısız betonun karakteristik basınç dayanımı [MPa]
- $f_e$  = Etkin sargılama basıncı [MPa]
- $f_{jxn,max}^{(X)}$  = Köprü boyunca (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin sabit olması durumunda köprünün x eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim modunda j'inci düğüm noktasına etkiyen maksimum modal deprem yükü [kN]
- $f_{jxn,max}^{(X,k)}$  = Köprü boyunca (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin değişken olması durumunda k'inci ayaktaki deprem yer etkisi altında köprünün x eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim modunda j'inci düğüm noktasına etkiyen maksimum modal deprem yükü [kN]
- $f_{max}$  = Deprem kaydının maksimum frekansı [Hz]
- $f_s$  = Donatı çeliğindeki gerilme [MPa]
- $f_{sy}$  = Donatı çeliğinin karakteristik akma dayanımı [MPa]
- $f_{su}$  = Donatı çeliğinin karakteristik çekme dayanımı [MPa]
- $f_{ye}$  = Çeliğin ortalama (beklenen) akma dayanımı [MPa]
- $f_{yk}$  = Çeliğin karakteristik akma dayanımı [MPa]
- $f_{ywk}$  = Enine donatının karakteristik akma dayanımı [MPa]
- $G$  = Sabit yük etkisi

- $G$  = Etkin kayma modülü [MPa]  
 $G_{\max}$  = Maksimum kayma modülü [MPa]  
 $(GI_t)_k$  = Orta ayaktaki k'inci kolonun burulma kesit rijitliği [kNm<sup>2</sup>]  
 $GÖ$  = Göçmenin Önlenmesi Performans Düzeyi / Hedefi simgesi  
 $g$  = Yerçekimi ivmesi [ $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ]  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  = Zemin eğimi düzeltme katsayıları  
 $H$  = Dayanma yapısı toplam yüksekliği [m]  
 $H$  = Yatay zemin ve su itkisi simgesi  
 $H_k$  = Orta ayaktaki k'inci kolonun yüksekliği [m]  
 $h_o$  = y doğrultusunda göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu [mm]  
 $h_{\max}$  = Zemin modelinde kullanılacak maksimum alt-tabaka kalınlığı (eleman boyutu) [m]  
 $i_c, i_q, i_\gamma$  = Yükleme eğikliği düzeltme katsayıları  
 $K$  = Tipik toplam (statik+dinamik) toprak basıncı katsayısı  
 $K_a$  = Toplam (statik+dinamik) aktif toprak basıncı katsayısı  
 $K_p$  = Toplam (statik+dinamik) pasif toprak basıncı katsayısı  
 $K_v$  = Orta ayak eksenel rijitliği [kN/m]  
 $K_t$  = Orta ayak burulma rijitliği [kNm/rad]  
 $K_x$  = Orta ayağın boyuna doğrultuda yatay rijitliği [kN/m]  
 $K_{x,1j}$  = j'inci konsol orta ayağın birinci itme adımında boyuna doğrultuda yatay rijitliği [kN/m]  
 $K_y$  = Orta ayağın enine doğrultuda yatay rijitliği [kN/m]  
 $K_{y,ij}$  = j'inci orta çerçeve-ayağın i'inci itme adımında enine doğrultuda yatay rijitliği [kN/m]  
 $KH$  = Kontrollü Hasar Performans Düzeyi / Hedefi simgesi  
 $KK$  = Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi / Hedefi simgesi  
 $KÖS$  = Köprü Önem Sınıfı simgesi  
 $k_e$  = Sargılama etkinlik katsayısı  
 $k_h$  = Statik-eşdeğer yatay deprem katsayısı  
 $k_v$  = Statik-eşdeğer düşey deprem katsayısı  
 $L_b$  = Bağlantı plağı boyu [mm]  
 $L_p$  = Plastik mafsal boyu [mm]  
 $L_{pm}$  = Sargı mantolu kolonda plastik mafsal boyu [mm]  
 $L_u$  = Minimum oturma uzunluğu [mm]  
 $M_e$  = Orta ayak uyumlu kütle [t]  
 $M_{ek}$  = Kenar ayak uyumlu kütle [t]  
 $M_j^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımı sonunda, (j) plastik

- kesidindeki eğilme momenti [kNm]
- $\tilde{M}_j^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında  $\Delta\tilde{F}^{(i)}=1$  alınarak yapılan doğrusal mod birleştirme hesabında (j) plastik kesidinde hesaplanan eğilme momenti [kNm]
- $M_n$  = Nominal eğilme momenti [kNm]
- $M_w$  = Tasarım depreminin moment büyüklüğü
- $M_Y$  = Etkin akma momenti [kNm]
- $M_y$  = Donatıda ilk akmaya karşı gelen moment [kNm]
- $m_j$  = j'inci düğüm noktası kütlesi [t]
- $m_{jxn}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için köprünün x eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim moduna ait j'inci düğüm noktası modal etkin kütlesi [t]
- $m_{jyn}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için köprünün y eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim moduna ait j'inci düğüm noktası modal etkin kütlesi [t]
- $m_{jzn}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için köprünün z eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim moduna ait j'inci düğüm noktası modal etkin kütlesi [t]
- $m_t$  = Köprünün toplam kütlesi [t]
- $m_{txn}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için köprünün x eksenini doğrultusunda n'inci titreşim moduna ait toplam deprem yükü modal etkin kütlesi [t]
- $m_{tyy}^{(Y)}$  = (Y) deprem doğrultusu için köprünün y eksenini doğrultusunda n'inci titreşim moduna ait toplam deprem yükü modal etkin kütlesi [t]
- $m_{tzn}^{(Z)}$  = (Z) deprem doğrultusu için köprünün z eksenini doğrultusunda n'inci titreşim moduna ait toplam deprem yükü modal etkin kütlesi [t]
- $N$  = Eksenel kuvvet [kN]
- $N$  = Standart penetrasyon deneyi (SPT) darbe sayısı
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = Taşıma gücü katsayıları
- $N_j^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımı sonunda, (j) plastik kesidinde oluşan eksenel kuvvet [kN]
- $\tilde{N}_j^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında  $\Delta\tilde{F}^{(i)}=1$  alınarak yapılan doğrusal mod birleştirme hesabında (j) plastik kesidinde hesaplanan eksenel kuvvet [kN]
- $(N_{60})_{30}$  = Üst 30 metredeki ortalama standart penetrasyon darbe sayısı
- $N_{60,i}$  = i'inci alt tabakanın standart penetrasyon darbe sayısı
- $N_{1,60}$  = Düzeltilmiş SPT vuruş sayısı
- $N_{1,60f}$  = İnce dane içeriğine göre düzeltilmiş SPT vuruş sayısı
- $PI$  = Plastisite indisi
- $P_t$  = Dayanma yapısına etkiyen toplam (statik ve dinamik) toprak basıncının bileşkesi
- $P_{su}$  = Bileşke statik su basıncı [ $kN/m^2$ ]

- $P_{tv}$  = Temel tabanına etkiyen tasarım düşey basınç kuvveti, kazığa etkiyen düşey tasarım kuvveti [kN]
- $P_{ty}$  = Kazığa etkiyen yanal tasarım kuvveti [kN]
- $p_{su}$  = Statik su basıncı [kN/m<sup>2</sup>]
- $p$  = Belirli bir süre içinde depremin aşılma olasılığı
- $Q$  = Hareketli yük etkisi
- $Q_{ks}$  = Kazık karakteristik çevre sürtünmesi direnci [kN]
- $Q_{ku}$  = Kazık karakteristik uç direnci [kN]
- $Q_{ktv}$  = Kazık karakteristik toplam taşıma gücü [kN]
- $Q_s$  = Kazık çevre sürtünmesi direnci [kN]
- $Q_{tv}$  = Kazığın düşey tasarım dayanımı [kN]
- $Q_{ty}$  = Kazığın yanal tasarım dayanımı [kN]
- $Q_u$  = Kazık uç direnci [kN]
- $q$  = Ek yük (sürşarj) [kN/m<sup>2</sup>]
- $q_k$  = Temel taşıma gücü karakteristik dayanımı [kN/m<sup>2</sup>]
- $q_o$  = Temel seviyesinde etkiyen düşey yük, kesme ve moment etkilerinin oluşturduğu temel taban basıncı [kN/m<sup>2</sup>]
- $q_t$  = Temel taşıma gücü tasarım dayanımı [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{dev}$  = Dayanma yapısında devrilmeye karşı koyan etkiler ve dirençler toplamı
- $R_k$  = Karakteristik dayanım [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{pk}$  = Karakteristik pasif direnç [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{pt}$  = Tasarım pasif direnci [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_t$  = Tasarım dayanımı [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{th}$  = Tasarım sürtünme direnci [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{yj}$  = j'inci orta ayak için akma dayanımı azaltma katsayısı
- $R_{yn}$  = n'inci moda ait akma dayanımı azaltma katsayısı
- $r$  = Dairesel kesitli çubuk elemanın yarıçapı [mm]
- $r$  = Statik-eşdeğer deprem azaltma katsayısı
- $r_{max}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için maksimum toplam jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r^{(X)}(t)$  = (X) deprem doğrultusu için zamana bağlı toplam jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_{d,max}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için maksimum dinamik jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_d^{(X)}(t)$  = (X) deprem doğrultusu için zamana bağlı dinamik jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_j^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımı sonunda, herhangi bir (j) noktasında veya kesidinde oluşan tipik yerdeğiştirme, plastik

- şekildeğiştirme veya iç kuvvet
- $\tilde{r}_j^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında  $\Delta\tilde{F}^{(i)}=1$  alınarak yapılan doğrusal (linear) mod birleştirme analizi sonucunda, (j) noktasında veya kesidinde hesaplanan tipik yerdeğiştirme, plastik yerdeğiştirme veya iç kuvvet
- $r_{n,max}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için n'inci titreşim modunda maksimum jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_n^{(X)}(t)$  = (X) deprem doğrultusu için n'inci titreşim modunda zamana bağlı jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_{n,max}^{(X,k)}$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim modunda maksimum jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_n^{(X,k)}(t)$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim modunda zamana bağlı jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_{s,max}^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için maksimum sözde-statik jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_s^{(X)}(t)$  = (X) deprem doğrultusu için zamana bağlı sözde-statik jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_{s,max}^{(X,k)}$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında maksimum sözde-statik jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $r_s^{(X,k)}(t)$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında zamana bağlı sözde-statik jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $\bar{r}_n^{(X)}$  = (X) deprem doğrultusu için n'inci doğal titreşim modunda birim jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $\bar{r}_n^{(X,k)}$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci titreşim modunda birim jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $\bar{r}_s^{(X,k)}$  = k'inci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketinin etkisi altında birim sözde-statik jenerik davranış büyüklüğü (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni)
- $S_{ae}(T)$  = Yatay elastik tasarım spektral ivmesi [g]
- $S_{aeV}(T)$  = Düşey elastik tasarım spektral ivmesi [g]
- $S_{aen}^{(X)}$  = Köprü boyunca (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin sabit olması durumunda n'inci titreşim moduna ait elastik tasarım spektral ivmesi [g]

- $S_{aen}^{(X,k)}$  = Köprü boyunca (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin değişken olması durumunda k'nci ayak temeli için n'inci titreşim moduna ait elastik tasarım spektral ivmesi [g]
- $S_{aen}^{(X,p)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında n'inci moda ait doğrusal elastik spektral ivme [g]
- $S_{a,R1}, S_{a,R2}$  = Gözönüne alınan iki tipik depremin spektral ivmeleri [g]
- $S_{DS}$  = Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
- $S_{D1}$  = 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
- $S_{VS}$  = Kısa periyot düşey tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
- $S_{V1}$  = 1.0 saniye periyot için düşey tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
- $S_{de}(T)$  = Yatay elastik tasarım spektral yerdeğiştirme [m]
- $S_{de}^{(X,k)}(T_L)$  = k'nci orta veya kenar ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketine ait tasarım yerdeğiştirme spektrumunun sabit yerdeğiştirme bölgesindeki ordinatı [m]
- $S_{den}^{(X,p)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında n'inci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme [m]
- SH = Sınırlı Hasar Performans / Hedefi Düzeyi simgesi
- $S_S$  = Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
- $S_{S,c}, S_{1,c}$  = İnşaat süresince gözönüne alınan kısa periyot ve 1.0 s spektral ivme katsayıları [boyutsuz]
- $S_1$  = 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
- $S_T$  = Topoğrafik büyütme katsayısı
- s = Enine donatı aralığı [mm]
- s = Kazık sıraları ara uzaklığının kazık çapına oranı
- $s_c, s_q, s_\gamma$  = Temel şekli düzeltme katsayıları
- T = Doğal titreşim periyodu [s]
- $T_A$  = Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
- $T_{AV}$  = Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
- $T_B$  = Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
- $T_{BV}$  = Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
- $T_L$  = Yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu [s]
- $T_n$  = n'inci moda ait doğal titreşim periyodu [s]
- $T_n^{(1)}$  = Başlangıçtaki (i=1) itme adımında n'inci titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu [s]
- $T_p$  = Köprünün hakim doğal titreşim periyodu [s]



$T_R$	=	Tipik bir depremin tekrarlanma periyodu [yıl]
$T_{R1}, T_{R2}$	=	Gözönüne alınan iki tipik depremin tekrarlanma periyotları [yıl]
$T_{Rc}$	=	İnşaat süresi içinde depremin tekrarlanma periyodu [yıl]
$t$	=	Çelik boru kazık et kalınlığı [mm]
$t_c$	=	İnşaat süresi [yıl]
$t_L$	=	Depremin aşılma olasılığının tanımlandığı tipik süre [yıl]
$t_m$	=	Çelik manto et kalınlığı [mm]
$UU$	=	“Konsolidasyonsuz – Drenajsız” simgesi
$u_{dj}$	=	j’inci orta ayağın ayak tepe yedeğiştirilmesi talebi [m]
$u_{ej}$	=	j’inci orta ayakta doğrusal hesaptan elde edilen ayak tepe yedeğiştirilmesi talebi [m]
$\ddot{u}_g^{(X)}(t)$	=	(X) deprem doğrultusunda tanımlanan yer ivmesi bileşeninin zamana göre değişimi [ $m/s^2$ ]
$u_g^{(X,k)}(t)$	=	k’inci orta veya kenar ayak temeli için (X) doğrultusunda tanımlanan deprem yerdeğiştirilmesi bileşeninin zamana göre değişimi [ $m/s^2$ ]
$\ddot{u}_g^{(X,k)}(t)$	=	k’inci orta veya kenar ayak temeli için (X) doğrultusunda tanımlanan yer ivmesi bileşeninin zamana göre değişimi [ $m/s^2$ ]
$u_{ij}$	=	j’inci orta ayak için yapılan orta ayak itme hesabında kesme hesabı yapılan i’inci plastik mafsalın oluştuğu durumda hesaplanan ayak tepe yedeğiştirilmesi [m]
$\bar{u}_{s,j}^{(X,k)}$	=	k’inci kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda statik olarak etki ettirilen birim yerdeğiştirmeden ( $u_g^{(X,k)} = 1$ ) köprünün j’inci düğüm noktasında aynı doğrultuda meydana gelen sözde-statik yerdeğiştirme [m]
$V_c$	=	Betonarme kesitte betonun kesme kuvveti kapasitesi [kN]
$V_{ej}$	=	j’inci orta ayak için doğrusal hesaptan bulunan kesme kuvveti [kN]
$V_{ij}$	=	j’inci orta ayağın i’inci itme adımı sonundaki (i’inci plastik mafsalın oluştuğu durumda) kesme kuvveti [kN]
$V_S$	=	Kayma dalgası hızı [m/s]
$(V_S)_{30}$	=	Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı [m/s]
$V_{S,i}$	=	i’inci alt tabakanın kayma dalgası hızı [m/s]
$V_s$	=	Betonarme kesitte enine donatının kesme kuvveti kapasitesi [kN]
$V_n$	=	Betonarme kesitin nominal kesme kuvveti kapasitesi [kN]
$V_{th}$	=	Temel tabanında etkiyen tasarım yatay kuvveti [kN]
$V_{yj}$	=	j’inci orta ayağın kesme kuvveti kapasitesi [kN]
$w$	=	Doğal su içeriği
$YM$	=	Yeterli titreşim modu sayısı
$ZA, \dots, ZF$	=	Yerel zemin sınıfları simgeleri
$z$	=	Su yüzeyinden aşağıya doğru ölçülen yükseklik [m]

$\bar{z}$	= Statik-eşdeğer dinamik su basıncının bileşkesinin su yüzeyinden ölçülen derinliği [m]
$\alpha_{jk}$	= (j) plastik kesidinde etkiyen momentle ilgili olarak (k)'inci akma çizgisini tanımlayan katsayı
$\beta$	= Duvar arkası zemin yüzeyinin yataya göre eğim açısı [derece]
$\beta_G$	= Kazıklarda grup etkisinin yaklaşık olarak gözönüne alınması için ampirik azaltma katsayısı
$\beta_{jk}$	= (j) plastik kesidindeki eksenel kuvvetle ilgili olarak (k)'inci akma çizgisini tanımlayan katsayı
$\beta_{mn}$	= m'inci ve n'inci doğal titreşim periyotlarının oranı
$\Delta a_n^{(X,i)}$	= (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında n'inci moda ait modal sözde-ivme artımı [ $m/s^2$ ]
$\Delta d_n^{(X,i)}$	= (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında n'inci moda ait modal yerdeğiştirme artımı [m]
$\Delta \tilde{F}^{(i)}$	= (i)'inci itme adımında artımsal spektral ölçek katsayısı
$\Delta P_{su}$	= Bileşke statik-eşdeğer su basıncı [ $kN/m^2$ ]
$\Delta p$	= Depremden meydana gelen ek zemin basıncı [ $kN/m^2$ ]
$\Delta p_{su}(z)$	= Statik-eşdeğer dinamik su basıncının su derinliği boyunca değişimi [ $kN/m^2$ ]
$\Delta_r$	= Sıcaklık değişmesi ve ikinci aşama deprem hesabından derzde elde edilen toplam açılma [mm]
$\Delta t_{max}$	= Maksimum alt-tabaka kalınlığı (eleman boyutu) ile uyumlu maksimum zaman artımı [s]
$\Delta u_{jxn}^{(X,i)}$	= (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında n'inci doğal titreşim modu için sistemin herhangi bir (j) noktasında (x) doğrultusundaki modal yerdeğiştirme artımı [m]
$\Delta u_{jyn}^{(X,i)}$	= (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında n'inci doğal titreşim modu için sistemin herhangi bir (j) noktasında (y) doğrultusundaki modal yerdeğiştirme artımı [m]
$\Delta u_{jzn}^{(X,i)}$	= (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında n'inci doğal titreşim modu için sistemin herhangi bir (j) noktasında (z) doğrultusundaki modal yerdeğiştirme artımı [m]
$\delta$	= Temel tabanı ile zemin arasındaki sürtünme açısı [derece]
$\delta_d$	= Zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı [derece]
$\delta_{ij}$	= Bağlantı plağının i ve j uçlarındaki düşey yerdeğiştirme farkınınun bağlantı plağı boyuna oranı (düşey yerdeğiştirme açısı) [rad]
$\epsilon_c$	= Beton basınç birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{cu}$	= Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{sy}$	= Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_s$	= Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi

- $\varepsilon_{su}$  = Donatı çeliğinin çekme dayanımına karşı gelen birim şekildeğiştirilmesi
- $\varepsilon_c^{(GÖ)}$  = Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalma kapasitesi
- $\varepsilon_c^{(KH)}$  = Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalma kapasitesi
- $\varepsilon_c^{(SH)}$  = Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalma kapasitesi
- $\varepsilon_s^{(GÖ)}$  = Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekildeğiştirme kapasitesi
- $\varepsilon_s^{(KH)}$  = Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekildeğiştirme kapasitesi
- $\varepsilon_s^{(SH)}$  = Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekildeğiştirme kapasitesi
- $\varepsilon_{su}$  = Maksimum dayanıma karşı gelen donatı birim uzaması
- $\Phi_{jxn}$  = j'inci düğüm noktasında x eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim mod şekli genliği
- $\Phi_{jyn}$  = j'inci düğüm noktasında y eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim mod şekli genliği
- $\Phi_{jzn}$  = j'inci düğüm noktasında z eksenini doğrultusunda n'inci doğal titreşim mod şekli genliği
- $\Phi_{jxn}^{(i)}$  = (i)'inci itme adımında, o adımdaki plastik mafsal konfigürasyonu gözönüne alınarak belirlenen n'inci mod şeklinin j noktasında (x) doğrultusundaki genliği
- $\Phi_{jyn}^{(i)}$  = (i)'inci itme adımında, o adımdaki plastik mafsal konfigürasyonu gözönüne alınarak belirlenen n'inci mod şeklinin j noktasında (y) doğrultusundaki genliği
- $\Phi_{jzn}^{(i)}$  = (i)'inci itme adımında, o adımdaki plastik mafsal konfigürasyonu gözönüne alınarak belirlenen n'inci mod şeklinin j noktasında (z) doğrultusundaki genliği
- $\phi'$  = Zeminin efektif kayma direnci açısı [derece]
- $\phi'_d$  = Zeminin tasarım kayma direnci açısı [derece]
- $\phi_y$  = Donatıda ilk akmaya karşı gelen eğrilik [ $m^{-1}$ ]
- $\phi_Y$  = Etkin akma eğriliği [ $m^{-1}$ ]
- $\phi_u$  = Maksimum eğrilik [ $m^{-1}$ ]
- $\Gamma_n^{(X)}$  = Köprü boyunca (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin sabit olması durumunda, n'inci titreşim moduna ait modal katkı çarpanı
- $\Gamma_n^{(X,i)}$  = (X) doğrultusundaki deprem etkisi altında (i)'inci itme adımında n'inci doğal titreşim moduna ait katkı çarpanı
- $\Gamma_n^{(X,k)}$  = Köprü boyunca (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin değişken olması durumunda k'inci ayak temeli için n'inci titreşim moduna ait modal katkı çarpanı
- $\gamma$  = Zeminin suya doymuş birim hacim ağırlığı [ $kN/m^3$ ]

$\gamma_k$	= Zeminin kurudaki birim hacim ağırlığı [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{su}$	= Suyun birim hacim ağırlığı [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma^*$	= Zeminin tipik birim hacim ağırlığı [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_R$	= Dayanım katsayısı
$\gamma_{Rc}$	= Kohezyon direnci için dayanım katsayısı
$\gamma_{Rdev}$	= Dayanma yapısında devrilmeye karşı tasarım güvenlik katsayısı
$\gamma_{Rh}$	= Sürtünme direnci dayanım katsayısı
$\gamma_{Rk}$	= Kaymaya karşı tasarım güvenlik katsayısı
$\gamma_{Rp}$	= Pasif direnç dayanım katsayısı
$\gamma_{Rsb}$	= Kazık çevre sürtünme direnci (basınç) dayanım katsayısı
$\gamma_{Rsc}$	= Kazık çevre sürtünme direnci (çekme) dayanım katsayısı
$\gamma_{Rt}$	= Kazık toplam taşıma gücü (basınç) dayanım katsayısı
$\gamma_{Ru}$	= Kazık uç direnci dayanım katsayısı
$\gamma_{Rv}$	= Temel taşıma gücü dayanım katsayısı
$\gamma_{R\phi}$	= Sürtünme direnci için dayanım katsayısı
$\xi_n$	= n'inci titreşim moduna ait modal sönüm oranı
$\lambda_G$	= Etkin kayma modülü azaltma katsayısı
$\lambda_{min}$	= Tipik zemin tabakasında deprem kaydının maksimum frekansına karşı gelen minimum dalga boyu [m]
$\omega_B$	= Tasarım ivme spektrumundaki $T_B$ köşe periyoduna karşı gelen doğal açısal frekans [rad/s]
$\omega_n$	= n'inci titreşim moduna ait doğal titreşim açısal frekansı [rad/s]
$\omega_n^{(i)}$	= (i)'inci itme adımında, o adımdaki plastik mafsal konfigürasyonu gözönüne alınarak belirlenen n'inci titreşim moduna ait doğal açısal frekans [rad/s]
$\omega_n^{(1)}$	= Başlangıçtaki (i=1) itme adımında n'inci titreşim moduna ait doğal açısal frekans [rad/s]
$\omega_n^{(p)}$	= En sondaki (i=p) itme adımında n'inci titreşim moduna ait doğal açısal frekans [rad/s]
$\omega_s$	= Mekanik hacimsel enine donatı oranı
$\mu_d$	= Yerdeğiştirme süneklik oranı talebi
$\mu_t$	= Kesme takozu kesme sürtünmesi arayüzünde sürtünme katsayısı
$\psi$	= Duvar arka yüzeyinin duvar tabanı ile yaptığı açı [derece]
$\rho$	= Zeminin birim hacim kütlesi [t/m <sup>3</sup> ]
$\rho_{mn}$	= Tam Karesel Birleştirme Kuralı'nda m'inci ve n'inci doğal titreşim modlarına ilişkin çapraz korelasyon katsayısı
$\rho_s$	= Dairesel kesitte enine donatının hacimsel oranı
$\rho_x, \rho_y$	= Dikdörtgen kesitte x ve y doğrultularında enine donatının hacimsel oranları

- $\rho_w$  = Suyun birim hacim kütlesi [ $t/m^3$ ]  
 $\tau_{cy,u}$  = Drenajsız kayma mukavemeti [kPa]  
 $\tau_{deprem}$  = Zeminde depremden oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi [kPa]  
 $\tau_R$  = Zeminin sıvılaşma direnci [kPa]  
 $\theta$  = Statik-eşdeğer deprem katsayısına bağlı açı [rad]  
 $\theta_i, \theta_j$  = Bağlantı plağının i ve j uçlarındaki doğrusal hesaptan elde edilen düğüm noktası dönmeleri [rad]  
 $\theta_{ki}, \theta_{kj}$  = Bağlantı plağının i ve j uçlarındaki yerdeğiştirmiş eksen dönmeleri [rad]  
 $\theta_{pi}, \theta_{pj}$  = Bağlantı plağının i ve j uçlarındaki plastik dönmeler [rad]  
 $\theta_y$  = Akma durumu için yerdeğiştirmiş eksen dönmesi (akma uç dönmesi) [rad]  
 $\theta_p^{(KH)}$  = Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme kapasitesi [rad]  
 $\theta_p^{(GÖ)}$  = Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen plastik dönme kapasitesi [rad]  
 $\theta_p^{(SH)}$  = Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme kapasitesi [rad]  
 $\theta_{pm}$  = Mevcut köprü için tipik bir ayakta hesaplanan plastik dönme talebi [rad]

## BÖLÜM 1 – GENEL HÜKÜMLER

### 1.1. KAPSAM

**1.1.1** – Bu Yönetmelik hükümleri yeni yapılacak karayolu ve demiryolu köprülerinin deprem etkisi altında tasarımı ile mevcut köprülerin değerlendirilmesi ve güçlendirme tasarımı için uygulanır.

**1.1.2** – Bu Yönetmelik kapsamında yer alan köprüler *Standart Köprüler* ve *Özel Köprüler* olmak üzere iki sınıfa ayrılmıştır.

**a)** *Standart köprüler*; kullanıma göre yol köprüleri ile üstgeçit/altgeçit köprülerini, tabliye tipine göre betonarme, öngerilmeli beton veya çelik kirişli (prekast) köprüler ile sürekli (kutu kesitli veya plak) köprüleri, orta ayak tipine göre betonarme tek kolonlu/çok kolonlu köprüler ile perdeli köprüleri, orta ayak-tabliye birleşimine göre mesnetli/mafsallı birleşimli köprüler ile monolitik birleşimli köprüleri, temel sistemine göre ise yüzeysel/kazık temelli köprüleri kapsamaktadır. Deprem yalıtımlı standart köprüler bu Yönetmelik kapsamı dışındadır.

**b)** *Özel köprülerin* kapsamında ise asma köprüler, eğik askılı köprüler, kemer köprüler vb. standart köprülerin dışında kalan köprüler yer almaktadır.

### 1.2. GENEL İLKELER

**1.2.1** – Bu Yönetmelik’e göre deprem etkisi altında yeni yapılacak *Standart Köprüler*’in ve *Özel Köprüler*’in tasarımında ve mevcut köprülerin değerlendirilmesinde esas alınacak deprem yer hareketi düzeyleri **Bölüm 2**’de tanımlanmıştır. Bu deprem yer hareketi düzeylerine karşı gelen deprem etkileri, 22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan *Türkiye Deprem Tehlike Haritaları* ile tanımlanmıştır.

**1.2.2** – Bu Yönetmelik’e göre deprem etkisi altında yeni yapılacak *Standart Köprüler* ve *Özel Köprüler* için performansla göre değerlendirme ve tasarım esasları kapsamında *Köprü Önem Sınıfları* ve *Köprü Performans Hedefleri* ile uygulanacak değerlendirme ve tasarım yaklaşımları **Bölüm 3**’te tanımlanmıştır.

**1.2.3** – Standart köprüler için uygulanacak modelleme, hesap ve tasarım kuralları bu Yönetmelik’te verilmiştir. Özel köprüler için uygulanacak modelleme, hesap ve tasarım kurallarının ise özel teknik şartnamelerinde tanımlanması öngörülmüştür.

### 1.3. ÖZEL KONULARDA TASARIM GÖZETİMİ VE KONTROLÜ

#### 1.3.1. Tanım

**1.3.1.1** – Bu Yönetmeliğin uygulanmasına ilişkin değerlendirme ve tasarım süreçlerinde, özel uzmanlık gerektiren konularda projenin başlangıcından tamamlanmasına kadar ilgili tüm tasarım aşamalarında görev yapacak şekilde, ilgili alanda teorik ve mesleki bilgi ve deneyim sahibi inşaat mühendislerinden “*tasarım gözetimi ve kontrolü*” hizmeti alınması zorunludur.

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

### 1.3.2. Kapsam

Bu Yönetmeliğin uygulanmasında aşağıda (a) ila (c)'de belirtilen konular 1.3.1'de tanımlanan “tasarım gözetimi ve kontrolü” hizmetine tabidir:

(a) **Bölüm 2** kapsamında 2.4.2'ye göre *Sahaya Özel Deprem Tehlikesi Hesapları* ve 2.5'e göre *Zaman Tanım Alanında Deprem Yer Hareketlerinin Tanımlanması*

(b) **Bölüm 5** kapsamında 5.5.4'e göre *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile Çok Modlu İtme Hesabı* ve 5.5.5'e göre *Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi ile Deprem Hesabı*

(c) **Bölüm 7** kapsamında 7.4'e göre *KKZE-B Yöntemi* ile ve 7.5'e göre *KKZE-C Yöntemi*'ne göre yapılacak doğrusal olmayan *Köprü-Kazık-Zemin Etkileşimi Hesapları*

## BÖLÜM 2 – DEPREM YER HAREKETİ

### 2.1. DEPREM TEHLİKE HARİTALARI

**2.1.1** – Köprülerin deprem etkisi altında tasarımında esas alınacak deprem yer hareketlerine ilişkin veriler bu Bölüm’de tanımlanmıştır.

**2.1.2** – 2.2’de tanımlanan DD-1, DD-2 ve DD-3 deprem yer hareketi düzeyleri için deprem verileri, 22/01/2018 tarih ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan *Türkiye Deprem Tehlike Haritaları* ile tanımlanmıştır. Bu haritalara <https://tdth.afad.gov.tr/> adresli internet sitesinden erişilebilir.

### 2.2. DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYLERİ

Bu Yönetmelik kapsamında aşağıda belirtilen dört farklı deprem yer hareketi düzeyi tanımlanmıştır.

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

DD-1 *Deprem Yer Hareketi*, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %2 (100 yılda %4) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 2475 yıl olduğu *çok seyrek* deprem yer hareketini nitelendirir. Bu deprem yer hareketi, *gözönüne alınan en büyük deprem yer hareketi* olarak da adlandırılmaktadır.

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

DD-2 *Deprem Yer Hareketi*, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu *seyrek* deprem yer hareketini nitelendirir. Bu yer hareketi yönetmelikte sadece **Bölüm 3**’te *Deprem Tasarım Sınıfları*’nın tanımlanması için kullanılmaktadır.

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

DD-2 *Deprem Yer Hareketi*, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %30 (100 yılda %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 144 yıl olduğu *sıkça* deprem yer hareketini nitelendirir. Bu yer hareketi düzeyine ait spektral ivme verileri **EK 2A**’da tanımlanmıştır.

#### 2.2.4. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3)

DD-3 *Deprem Yer Hareketi*, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %50 (100 yılda %75) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 72 yıl olduğu *sık* deprem yer hareketini nitelendirir.

### 2.3. STANDART DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMLARI

#### 2.3.1. Tanım

Deprem yer hareketi spektrumları, belirli bir deprem yer hareketi düzeyi esas alınarak %5 sönüm oranı için, **2.3.2**, **2.3.3**, **2.3.4** ve **2.3.5**’te açıklandığı üzere *harita spektral ivme katsayıları*’na ve *yerel zemin etki katsayıları*’na bağlı olarak standart biçimde veya **2.4.1**’e göre *sahaya özel deprem tehlikesi analizleri* ile özel olarak tanımlanırlar.



## 2.3.2. Harita Spektral İvme Katsayıları ve Tasarım Spektral İvme Katsayıları

2.3.2.1 – Boyutsuz *harita spektral ivme katsayıları*, 2.2’de belirtilen dört farklı deprem yer hareketi düzeyi için *Türkiye Deprem Tehlike Haritaları* kapsamında tanımlanmıştır:

(a) Kısa periyot *harita spektral ivme katsayısı*  $S_S$

(b) 1.0 saniye periyot için *harita spektral ivme katsayısı*  $S_1$

Birbirine dik iki yatay doğrultudaki deprem etkilerinin geometrik ortalamasına karşı gelen *harita spektral ivme katsayıları*, belirli bir deprem yer hareketi düzeyi için referans zemin koşulu [ $(V_S)_{30}=760$  m/s] esas alınarak %5 sönüm oranı için *harita spektral ivmeleri*’nin yerçekimi ivmesine bölünmesi ile *boyutsuz katsayılar* olarak tanımlanmıştır.

2.3.2.2 – 2.3.2.1’de tanımlanan *harita spektral ivme katsayıları*  $S_S$  ve  $S_1$ , aşağıdaki şekilde *tasarım spektral ivme katsayıları*  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$ ’e dönüştürülür:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= S_S F_S \\ S_{D1} &= S_1 F_1 \end{aligned} \quad (2.1)$$

Burada  $F_S$  ve  $F_1$  2.3.3’te tanımlanan *yerel zemin etki katsayıları*’nı göstermektedir.

2.3.2.3 – Yatay ve düşey *elastik tasarım spektrumları*, Denk.(2.1) ile elde edilen *tasarım spektral ivme katsayıları*’ndan yararlanılarak, sırası ile, 2.3.4 ve 2.3.5’te tanımlanmıştır.

## 2.3.3. Yerel Zemin Etki Katsayıları

2.3.3.1 – 6.4’te tanımlanan *yerel zemin sınıfları*’na bağlı olarak *yerel zemin etki katsayıları*  $F_S$  ve  $F_1$ , sırası ile, **Tablo 2.1** ve **Tablo 2.2**’de verilmiştir. Tablolarda harita spektral ivme katsayılarının ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.

2.3.3.2 – ZF yerel zemin sınıfına giren zeminler için *sahaya özel zemin davranış analizleri*, köprü-kazık-zemin etkileşimi hesaplarında kullanılmak üzere, 6.6’ya göre yapılacaktır.

**Tablo 2.1 – Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayıları**

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı $F_S$					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.50$
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	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8

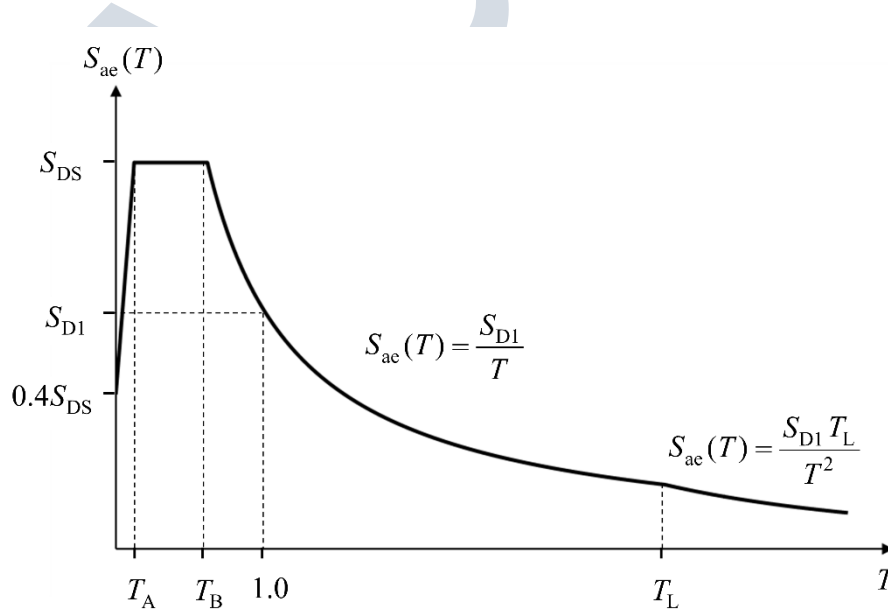
**Tablo 2.2 – 1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayıları**

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

### 2.3.4. Yatay Deprem Tasarım Spektrumu

**2.3.4.1** – Gözönüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için *yatay deprem tasarım ivme spektrumu*'nun ordinatları olan *yatay deprem tasarım spektral ivmeleri*  $S_{ae}(T)$ , doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden **Denk.(2.2)**'de tanımlanmıştır (**Şekil 2.1**):

$$\begin{aligned}
 S_{ae}(T) &= \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A} \right) S_{DS} & (0 \leq T \leq T_A) \\
 S_{ae}(T) &= S_{DS} & (T_A \leq T \leq T_B) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1}}{T} & (T_B \leq T \leq T_L) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1} T_L}{T^2} & (T_L \leq T)
 \end{aligned} \tag{2.2}$$



**Şekil 2.1**

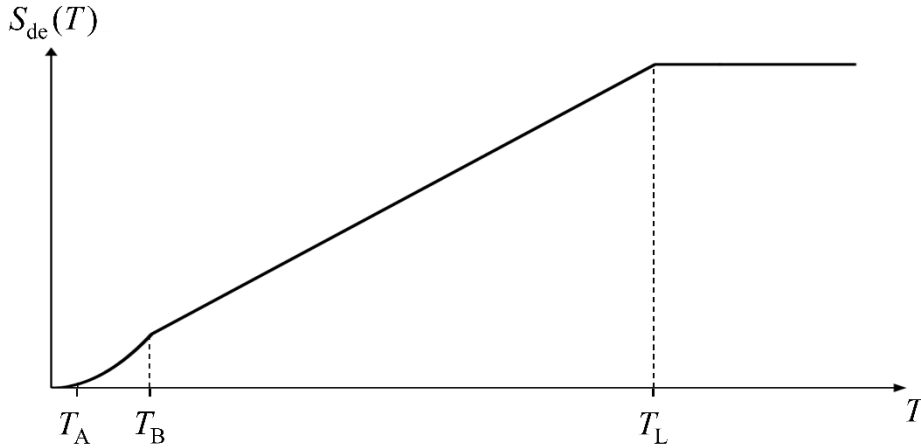
Burada  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$  2.3.2.2’de tanımlanan *tasarım spektral ivme katsayıları*’nı,  $T$  ise doğal titreşim periyodunu göstermektedir. Yatay tasarım spektrumu *köşe periyotları*  $T_A$  ve  $T_B$  Denk.(2.3) ile  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$ ’e bağlı olarak tanımlanır:

$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.3)$$

*Sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu*  $T_L = 6$  s alınacaktır.

2.3.4.2 – Gözönüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için *yatay deprem tasarım yerdeğiştirme spektrumu*’nun ordinatları olan *yatay tasarım spektral yerdeğiştirmeleri*  $S_{de}(T)$ , doğal titreşim periyoduna bağlı olarak metre [m] cinsinden Denk.(2.4) ile tanımlanır (Şekil 2.2):

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} g S_{ae}(T) \quad (2.4)$$



Şekil 2.2

### 2.3.5. Düşey Deprem Tasarım Spektrumu

Gözönüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için *düşey deprem tasarım ivme spektrumu*’nun ordinatları olan *düşey deprem tasarım spektral ivmeleri*  $S_{aeV}(T)$ , yatay deprem yer hareketi için tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısına ve doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden Denk.(2.5) ile tanımlanır (Şekil 2.3):

$$\begin{aligned} S_{aeV}(T) &= \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_{AV}} \right) S_{VS} & (0 \leq T \leq T_{AV}) \\ S_{aeV}(T) &= S_{VS} & (T_{AV} \leq T \leq T_{BV}) \\ S_{aeV}(T) &= S_{VS} \left( \frac{T_{BV}}{T} \right)^n & (T_{BV} \leq T) \end{aligned} \quad (2.5)$$

**Denk.(2.5)**'de yer alan  $T_{AV}$  ve  $T_{BV}$  düşey spektrum köşe periyotları **Denk.(2.6)**'da verilmiştir.

$$T_{AV} = 0.05 \text{ s} \quad ; \quad T_{BV} = maks \{0.13, (0.7 - C_L)\} \quad (2.6)$$

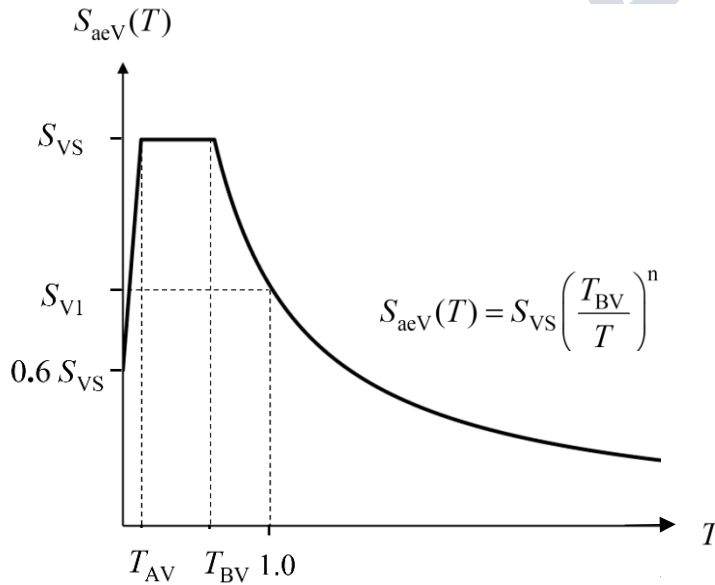
Buradaki  $C_L$  terimi ve **Denk.(2.5)**'te yer alan üssel sayı  $n$  **Denk.(2.7)** ile belirlenecektir.

$$C_L = 1 - \frac{S_{V1}}{S_{VS}} \quad ; \quad n = \frac{\ln(1 - C_L)}{\ln(T_{BV})} \quad (2.7)$$

Bu bağıntıda yer alan kısa periyot düşey spektral ivme katsayısı  $S_{VS}$  ve 1.0 saniye periyoda karşı gelen düşey spektral ivme katsayısı  $S_{V1}$  **Denk.(2.8)** ile belirlenecektir.

$$\begin{aligned} S_{VS} &= a_{VS} (S_S)^{b_{VS}} \quad ; \quad S_{V1} = a_{V1} (S_1)^{b_{V1}} \\ a_{VS} &= 5.07[(V_S)_{30}]^{-0.306} \quad ; \quad b_{VS} = 1.03 + 0.066 [\min(V_S)_{30}, 760] / 1000 \\ a_{V1} &= 9.90[(V_S)_{30}]^{-0.467} \quad ; \quad b_{V1} = 0.91 \end{aligned} \quad (2.8)$$

Burada  $S_S$  ve  $S_1$  **2.3.2.1**'de tanımlanan harita spektral ivme katsayılarını,  $(V_S)_{30}$  ise **6.4.2**'de tanımlanan üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızını göstermektedir.



Şekil 2.3

## 2.4. SAHAYA ÖZEL DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMU

### 2.4.1. Sahaya Özel Deprem İvme Spektrumu

**3.2**'ye göre Köprü Önem Sınıfı  $KÖS = 1$  ve aynı zamanda **3.3**'e göre Deprem Tasarım Sınıfı  $DTS = 1,2$  olan köprülerde sahaya özel deprem yer hareketi spektrumları, **2.4.2**'ye göre sahaya özel deprem tehlikesi analizleri yapılarak tanımlanacaktır. Bu tür spektrumlar, gereği durumunda diğer sınıflardaki köprüler için de proje mühendisinin ve/veya onay makamının kararı ile tanımlanabilir. **2.3.2**'de tanımlanan referans zemin koşulu için belirlenen sahaya özel

elastik ivme spektrumlarının ordinatları, hiçbir zaman 2.3.4'e göre harita spektral ivmeleri esas alınarak zemin etkisi olmaksızın tanımlanan ivme spektrumu ordinatlarının % 90'ından daha küçük olmayacaktır.

## 2.4.2. Sahaya Özel Deprem Tehlikesi Analizleri

Gözönüne alınan herhangi bir deprem düzeyi için 2.3.2'de tanımlanan referans zemin koşulu esas alınarak % 5 sönüm oranı için iki yatay doğrultudaki deprem etkilerinin geometrik ortalamasına karşı gelen spektral ivmeleri belirlemek üzere *sahaya özel deprem tehlikesi analizleri*, aşağıda özetlenen kurallara göre yapılacaktır.

**2.4.2.1** – Sahaya özel olasılıksal deprem tehlikesi analizleri, ilgili sahayı etkileyebilecek tüm aktif deprem kaynaklarını, bu kaynaklarda meydana gelebilecek depremlerin tekrarlanma aralıklarını ve oluşacak yer hareketi genliklerindeki (en büyük yer ivmesi, spektral ivme, vb.) belirsizlikleri *olasılık teorisi* çerçevesinde dikkate alacaktır. Aktif deprem kaynaklarının belirlenmesinde, ilgili saha merkez olmak üzere en az 200 km çapında bir alan dikkate alınacaktır.

**2.4.2.2** – Deprem kaynağına ilişkin tüm veriler (jeolojik ve jeofizik veriler, tarihsel depremler, aletsel dönem deprem kayıtları, uzaktan algılama verileri, vb.), fayların deprem tehlikesi hesabında göz önüne alınacak karakteristik özellikleri (fay tipi, doğrultusu, dalma açısı, uzunluğu, sismojenik derinliği, ortalama kayma hızı, segmentleri ve özellikleri) literatür taraması ile belirlenecektir. İlgili alan içinde modellenemeyen, konumları ve geometrik özellikleri hakkında önemli belirsizlik bulunan faylarda gerçekleşmesi beklenen depremler ise, alan ve arka-plan deprem kaynakları olarak modellenecektir. Dikkate alınan deprem kaynaklarında (fay, alan ve arka-plan) oluşabilecek depremlerin büyüklük (magnitüd) cinsinden kümülatif dağılımlarını gösteren *deprem tekrarlanma fonksiyonları* aletsel ve tarihsel dönemlere ait deprem kataloglarının derlenmesiyle elde edilecektir.

**2.4.2.3** – Depremlerde oluşacak yer hareketi genliklerindeki rassal belirsizlikler güncel *yer hareketi tahmin denklemleri* ile hesaplanacaktır. Seçilen yer hareketi tahmin denklemleri proje sahasını içine alan tektonik yapıya uygun olmalı, sahanın zemin özelliklerinden dolayı oluşabilecek yer hareketi genliklerindeki farklılıkları dikkate alabilmeli, deprem hesapları için gerekli olan periyot bandındaki spektral yer hareketi genliklerini (spektral ivme değerlerini) hesaplayabilmelidir.

**2.4.2.4** – Olasılıksal deprem tehlikesi analizleri, yukarıda minimum koşulları belirtilen deprem kaynak ve yer hareketi tanımlamaları ile ilgili model belirsizliğini *mantık ağacı* uygulaması ile dikkate almalıdır.

## 2.4.3. Sahaya Özel Zemin Davranış Analizleri

**2.4.3.1** – Proje mühendisinin ve/veya onay makamının tercihi doğrultusunda yerel zemin etki katsayılarının belirlenmesi amacı ile 6.6'ya göre *sahaya özel zemin davranış analizleri* yapılabilir.

**2.4.3.2** – Sahaya özel zemin davranış analizleri **Bölüm 7**'ye göre yapılacak *köprü-kazık-zemin kinematik ve eylemsizlik etkileşimi* hesaplarında deprem verisinin tanımlanması için *serbest*

*zemin deprem hesabı* olarak da yapılacaktır. Bu bağlamda bu tür analizler, temelleri kazıklı olan köprülerde ZD, ZE ve ZF sınıfı zeminler için yapılacaktır.

## 2.5. ZAMAN TANIM ALANINDA DEPREM YER HAREKETLERİNİN TANIMLANMASI

Bu yönetmeliğe göre köprü taşıyıcı sistemlerinin zaman tanım alanında bir, iki veya üç boyutlu deprem hesabında gerekli deprem yer hareketlerinin tanımlanması için kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi ve *basit ölçeklendirme* yöntemi ile ölçeklendirilmesi veya *spektral uyum* sağlanacak şekilde dönüştürülmesi için uygulanması gerekli kurallar 2.5.1, 2.5.2 ve 2.5.3'te tanımlanmıştır.

### 2.5.1. Deprem Kayıtlarının Seçimi

**2.5.1.1** – Köprü taşıyıcı sistemlerinin zaman tanım alanında deprem hesabında kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi, tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları, kaynak mekanizmaları ve yerel zemin koşulları dikkate alınarak yapılacaktır. Köprü'nün bulunduğu bölgede tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu geçmiş deprem kayıtlarının mevcut olması durumunda öncelikle bu kayıtlar kullanılacaktır. Sahaya özel deprem tehlikesine en fazla katkıda bulunan depremlere ait büyüklük ve fay uzaklığı bilgilerinin belirlenmesi için *deprem tehlikesi ayrıştırma* işleminden yararlanılabilir.

**2.5.1.2** – Yeterli sayı veya nitelikte deprem kaydı seçiminin yapılamadığı durumlarda, zaman tanım alanında benzeştirilmiş yer hareketi kayıtları kullanılabilir. Bu tür kayıtların kullanılması durumunda, köprü'nün bulunduğu sahanın sismik kaynak, 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.

**2.5.1.3** – Bir veya iki boyutlu hesap için seçilecek *deprem kayıtları*'nın ve üç boyutlu hesap için seçilecek *deprem kaydı takımları*'nın sayısı en az 7 olacaktır. Aynı depremden seçilecek kayıt veya kayıt takımı sayısı üçü geçmeyecektir.

### 2.5.2. Deprem Kayıtlarının Basit Ölçeklendirme Yöntemi ile Ölçeklendirilmesi

6.6'ya göre yapılacak zemin davranış analizleri dışında, zaman tanım alanında hesapta kullanılacak deprem yer hareketleri, seçilen deprem kayıtlarından *basit ölçeklendirme* yöntemi ile aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

**2.5.2.1** – Bir veya iki boyutlu hesap için seçilen tüm kayıtlara ait yatay deprem spektrumlarının ortalamasının  $0.2T_p$  ve  $1.5T_p$  periyotları arasındaki genliklerinin, 2.3.4 veya 2.4'e göre tanımlanan yatay tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerinden daha küçük olmaması kuralına göre, deprem yer hareketlerinin genlikleri ölçeklendirilecektir.

**2.5.2.2** – 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  $1.5T_p$  periyotları arasındaki genliklerinin, 2.3.4 veya 2.4'e göre tanımlanan tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerine oranının 1.3'ten daha küçük olmaması kuralına göre deprem yer

hareketi bileşenlerinin genlikleri ölçeklendirilecektir. Her iki yatay bileşenin ölçeklendirilmesi aynı ölçek katsayıları ile yapılacaktır.

### 2.5.3. Deprem Kayıtlarının Spektral Uyuşum Sağlanacak Şekilde Dönüştürülmesi

6.6'ya göre yapılacak zemin davranış analizlerinde veya zaman tanım alanında yapılacak diğer hesaplarda kullanılmak üzere deprem yer hareketleri, seçilen deprem kayıtlarının 2.3.4 veya 2.4'e göre tanımlanan tasarım spektrumuna tüm periyotlarda *spektral uyum* sağlanacak şekilde dönüştürülmesi ile de elde edilebilir. Dönüştürülen deprem yer hareketlerinin spektrumlarının ortalamaları, tüm periyotlar için tasarım spektrumu ordinatlarından daha küçük olmayacaktır.

## 2.6. İNŞAAT SIRASINDA DEPREM YER HAREKETİ

Köprü inşaatı süresince meydana gelebilecek ve tasarımda gözönüne alınacak deprem yer hareketinin tanımı ve bu yer hareketine karşı gelen spektral ivme katsayılarının hesabı **EK 2B**'de verilmiştir.

## EK 2A – DD-2a DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYİNE AİT SPEKTRAL İVME KATSAYILARI

**2A.1** – Tekrarlanma periyodu 144 yıl olan DD-2a deprem yer hareketi düzeyi için harita spektral ivme katsayıları, TDTH (2018)'de verilen ve tekrarlanma periyotları 144 yıla en yakın olan DD-2 (475 yıl) ve DD-3 (72 yıl) deprem yer hareketi düzeylerine ait harita spektral ivme katsayılarından logaritmik doğrusal enterpolasyonla hesaplanabilir.

**2A.2** – Deprem düzeyi birbirinden çok uzakta olmayan iki deprem yer hareketinin spektral ivme oranları ile tekrarlanma periyodu oranları arasındaki bağıntı aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\frac{S_{a,R1}}{S_{a,R2}} = \left( \frac{T_{R1}}{T_{R2}} \right)^k \quad (2A.1)$$

ve iki tarafın logaritması alınarak;

$$\log_{10} \frac{S_{a,R1}}{S_{a,R2}} = k \log_{10} \frac{T_{R1}}{T_{R2}} \quad (2A.2)$$

elde edilir. Bu bağıntı, log-log eksen takımında tekrarlanma periyotları ile spektral ivmeler arasında eğimi  $k$  olan doğrusal bir ilişkiyi ifade etmektedir.  $T_{R1} = 475$  yıl ve  $T_{R2} = 72$  yıl tekrarlanma periyotlu DD-2 ve DD-3 deprem yer hareketi düzeylerine ait  $S_S$  ve  $S_1$  harita spektral ivme katsayılarından yararlanılarak, **Denk.(2A.2)**'den kısa periyot bölgesi ve 1.0 saniye için  $k_S$  ve  $k_1$  eğimleri aşağıdaki şekilde edilir:

$$k_S = 1.22 \log_{10} \frac{S_{S,475}}{S_{S,72}} \quad ; \quad k_1 = 1.22 \log_{10} \frac{S_{1,475}}{S_{1,72}} \quad (2A.3)$$

**2A.3** – Tekrarlanma periyodu 144 yıl olan DD-2a deprem düzeyi için  $S_{S,144}$  ve  $S_{1,144}$  harita spektral ivme katsayıları,  $T_{R1} = 144$  yıl ,  $T_{R2} = 72$  yıl ve dolayısıyla  $T_{R1} / T_{R2} = 2.0$  alınarak **Denk.(2A.1)**'den 72 yıllık DD-3 deprem düzeyine ait harita spektral ivme katsayılarına bağlı olarak aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$S_{S,144} = (2.0)^{k_S} S_{S,72} \quad ; \quad S_{1,144} = (2.0)^{k_1} S_{1,72} \quad (2A.4)$$

Alternatif olarak, **Denk.(2A.3)** ile hesaplanan  $k_S$  ve  $k_1$  eğimleri **Denk.(2A.4)**'ün logaritmik ifadesinde yerlerine konulup düzenlenerek DD-2a deprem düzeyi için  $S_{S,144}$  ve  $S_{1,144}$  harita spektral ivme katsayıları aşağıdaki şekilde de ifade edilebilir:

$$\begin{aligned} \log_{10} S_{S,144} &= 0.633 \log_{10} S_{S,72} + 0.367 \log_{10} S_{S,475} \\ \log_{10} S_{1,144} &= 0.633 \log_{10} S_{1,72} + 0.367 \log_{10} S_{1,475} \end{aligned} \quad (2A.5)$$

**2A.4** – **Denk.(2A.4)** veya **Denk.(2A.5)** ile hesaplanan harita spektral ivme katsayıları, **Tablo 2.1** ve **Tablo 2.2**'de verilen yerel zemin etki katsayıları ile çarpılarak DD-2a deprem yer hareketi düzeyi için tasarım spektral ivme katsayıları elde edilir.



## EK 2B – İNŞAAT SÜRESİNCE GÖZÖNÜNE ALINACAK DEPREM YER HAREKETİNE AİT SPEKTRAL İVME KATSAYILARI

**2B.1** – Gözönüne alınan  $t_L$  süresi içinde, aşılma olasılığı  $p$  olan bir depremin tekrarlanma periyodu  $T_R$ , **Denk.(2B.1)** ile ifade edilebilir.

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/t_L}} \quad (2B.1)$$

Bu bağıntı, köprü inşaat süresi gibi kısa  $t_L$  süreleri için yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde basitleştirilebilir:

$$T_{Rc} = \frac{t_c}{p} \quad (2B.2)$$

Burada **Denk.(2B.1)**'deki  $t_L$  süresi yerine köprü için öngörülen inşaat süresi  $t_c$  gözönüne alınmıştır.  $T_{Rc}$ , inşaat süresi içinde aşılma olasılığı  $p$  olan depremin tekrarlanma periyodunu göstermektedir.  $p$  değeri en fazla 0.10 olarak alınacaktır.

**2B.2** – İnşaat süresince gözönüne alınacak harita spektral ivme katsayıları, TDTH (2018)'de verilen ve tekrarlanma periyotları en kısa olan DD-3 (72 yıl) ve DD-4 (43 yıl) deprem yer hareketi düzeylerine ait spektral ivme katsayılarından logaritmik doğrusal enterpolasyonla hesaplanabilir.

**2B.3** – İnşaat süresince gözönüne alınacak harita spektral ivme katsayılarının hesabı için **EK 2A**'da verilen **Denk.(2A.1)** ve **Denk.(2A.2)**'den yararlanılabilir.  $T_{R1} = 72$  yıl ve  $T_{R2} = 43$  yıl tekrarlanma periyotlu DD-3 ve DD-4 deprem yer hareketi düzeylerine ait  $S_S$  ve  $S_1$  harita spektral ivme katsayılarından yararlanılarak, kısa periyot bölgesi ve 1.0 saniye için **EK 2A**'da tanımlanan  $k_S$  ve  $k_1$  eğimleri aşağıdaki şekilde edilir:

$$k_S = 4.47 \log_{10} \frac{S_{S,72}}{S_{S,43}} \quad ; \quad k_1 = 4.47 \log_{10} \frac{S_{1,72}}{S_{1,43}} \quad (2B.3)$$

**2B.4** – İnşaat süresi içinde aşılma olasılığı  $p$  olan depremin tekrarlanma periyodu  $T_{Rc}$ 'ye karşı gelen  $S_{S,c}$  ve  $S_{1,c}$  harita spektral ivme katsayıları, **EK 2A**'da verilen **Denk.(2A.1)**'de  $T_{R1}$  yerine **Denk.(2B.2)**'den hesaplanan  $T_{Rc}$  ve  $T_{R2}$  yerine 43 yıl alınarak, DD-4 deprem düzeyine ait harita spektral ivme katsayılarına bağlı olarak aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$S_{S,c} = \left( \frac{T_{Rc}}{43} \right)^{k_S} S_{S,43} \quad ; \quad S_{1,c} = \left( \frac{T_{Rc}}{43} \right)^{k_1} S_{1,43} \quad (2B.4)$$

**2B.5** – **Denk.(2B.4)** ile hesaplanan harita spektral ivme katsayıları, **Tablo 2.1** ve **Tablo 2.2**'de verilen yerel zemin etki katsayıları ile çarpılarak inşaat süresince gözönüne alınacak yer hareketi düzeyi için tasarım spektral ivme katsayıları elde edilir.

## BÖLÜM 3 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA KÖPRÜLER İÇİN PERFORMANSA GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM ESASLARI

### 3.1. KÖPRÜLERİN PERFORMANSA GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM İLKELERİ

Bu Yönetmelik'te *Performansa Göre Değerlendirme ve Tasarım* yaklaşımı esas alınmıştır. Bu yaklaşımda, çeşitli deprem yer hareketi düzeylerinde köprü taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek iç kuvvet ve şekildeğişiklikler sayısal olarak belirlenir ve köprü için öngörülen performans hedefleri ile uyumlu olarak değerlendirilir. Bu bağlamda;

(a) Köprü'nün servis ömrü boyunca maruz kalma olasılığı çok düşük olan seyrek oluşumlu şiddetli depremlerde meydana gelecek şekildeğişikliklerin, belirli taşıyıcı sistem elemanları ile sınırlı kalmak kaydı ile, doğrusal elastik sınırları aşmasına, dolayısıyla yapısal hasara izin verilebilir. Ancak kabul edilebilir hasar limitleri, köprü için öngörülen performans hedefi ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır. Bu çerçevede *performansa göre tasarım* yaklaşımı, doğrusal olmayan (nonlinear) hesap yöntemleri ve *Şekildeğişikliğe Göre Değerlendirme ve Tasarım* kavramı ile doğrudan ilişkilidir.

(b) Köprü'nün servis ömrü boyunca maruz kalma olasılığı yüksek olan sık oluşumlu küçük depremlerde ise köprü taşıyıcı sistem elemanlarında meydana gelecek şekildeğişikliklerin doğrusal elastik sınırları aşmasına izin verilmez. Bu doğrultuda geleneksel *Dayanıma Göre Değerlendirme ve Tasarım* çerçevesinde doğrusal (lineer) hesap yöntemleri kullanılabilir.

### 3.2. KÖPRÜ ÖNEM SINIFLARI

#### 3.2.1. Standart Karayolu Köprüleri

Tanımı 1.1.2'de verilen *Standart Karayolu Köprüleri* kullanım, depremde ve deprem sonrasında kendilerinden beklenen performans ve önem dereceleri bakımından üç ana sınıfa ayrılmıştır.

##### 3.2.1.1 – KÖS = 1: Önemli köprüler

(a) Güvenlik/savunma bakımından stratejik öneme sahip standart köprüler

(b) Deprem sonrası acil müdahale bakımından kritik köprüler: Yerleşim bölgelerinde 10 km yarıçaplı daire içindeki hastane, acil müdahale merkezleri, liman ve hava meydanlarına doğrudan erişim sağlayan ve alternatif olmayan standart köprüler

(c) Ana ulaşım arterlerinde yer alan ve deprem sonrasında yenilenmesi zor, pahalı ve zaman alacak standart köprüler

(d) Ayakları su içinde (deniz, göl, baraj gölü, nehir yatağı vb.) olan köprüler

##### 3.2.1.2 – KÖS = 2: Normal köprüler

KÖS = 1 ve KÖS = 3 dışındaki tüm standart köprüler

##### 3.2.1.3 – KÖS = 3: Basit köprüler

(a) Deprem sonrası acil ulaşım bakımından önemli olmayan, tali, en çok üç açıklıklı, kurbta olmayan, toplam uzunluğu 100 m'den ve ayak yüksekliği 10 m'den az olan standart köprüler

(b) Tek açıklıklı köprüler.

### 3.2.2. Standart Demiryolu Köprüleri

Tüm standart demiryolu köprüleri “KÖS = 1: Önemli köprüler” olarak sınıflandırılmıştır.

### 3.2.3. Özel Köprüler

Tanımı 1.1.2’de verilen tüm özel köprüler “KÖS=1: Önemli köprüler” olarak sınıflandırılmıştır.

## 3.3. DEPREM TASARIM SINIFLARI

Uygulanacak hesap ve değerlendirme yöntemlerinin sınıflandırılması için kullanılmak üzere *Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)*, **Bölüm 2**’de tanımlanan DD-2 *Deprem Yer Hareketi Düzeyi* için 2.3.2.2’de tanımlanan *Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı*’na bağlı olarak **Tablo 3.1**’e göre belirlenecektir. Köprü boyunca zemin koşullarının değişken olması durumunda (Bkz.3.9), sadece deprem tasarım sınıfının belirlenmesi ile sınırlı olmak üzere, en zayıf yerel zemin sınıfına karşı gelen tasarım spektral ivme katsayısı kullanılacaktır.

**Tablo 3.1 – Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)**

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı ( $S_{DS}$ )	Deprem Tasarım Sınıfı
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1

## 3.4. DEPREM ETKİSİ ALTINDA KÖPRÜLER İÇİN SÜNEK DAVRANIŞ İLKELERİ

**3.4.1** – Deprem yalıtımlı köprüler dışında, özel ve standart köprülerin deprem etkisi altında tasarımında esas alınan temel ilke, şiddetli depremlerde taşıyıcı sistem bazında sünek davranışın gereği olarak oluşmasına izin verilen doğrusal olmayan (plastik) şekildeğişikliklerin sadece orta ayaklarda, pylonlarda veya kulelerde eğilme/eksenel kuvvet etkisinde meydana gelmesi, bu elemanlarda gevrek kesme hasarına hiçbir şekilde izin verilmemesidir.

**3.4.2** – **3.4.1**’de belirtilen sünek davranışa sahip elemanların dışındaki tüm elemanlar, “*kapasite korunmalı elemanlar*” olarak tanımlanır. Bu bağlamda, tabliyenin, başlık kirişlerinin, mesnet ve takozların, temellerin, kenar ayakların her durumda doğrusal elastik davranması, diğer deyişle hiçbir şekilde hasar görmemesi için gerekli kesit dayanıma sahip olmaları zorunludur.

**3.4.3** – Kapasite korunmalı elemanlar kapsamında olmakla birlikte, istisnai olarak aşağıdaki elemanlarda, şiddetli depremlerde plastik şekildeğişikliklerin sınırlı olarak meydana gelmesine izin verilebilir:

(a) Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen standart köprülerde açıklıklar arasındaki bağlantı plağının, köprü taşıyıcı sisteminin ve depremin özelliklerine bağlı olarak bazı durumlarda gerek boyuna ve gerekse enine doğrultuda plastik şekildeğişikliklere maruz kalması, dolayısıyla hasar görmesi önlenemeyebilir. Ancak **5.6.4**’e göre olası plastik şekildeğişikliklerin sınırlı düzeyde kalması sağlanacaktır.

(b) Kazıklı temellerde, kazıkların kazık başlığına birleştiği kesitlerde bazı durumlarda plastik şekildeğiştirmelerin meydana gelmesi önlenemeyebilir. Ancak 5.6.4'e göre olası plastik şekildeğiştirmelerin sınırlı düzeyde kalması sağlanacaktır.

3.4.4 – Özel köprülerde sünek davranışın sağlanması için yukarıda belirtilenlere ek olarak özel düzenlemeler yapılabilir.

### 3.5. KÖPRÜ PERFORMANS DÜZEYLERİ

Köprü yapısal performans düzeyleri, özel ve standart köprüler için geçerli olmak üzere, öngörülen deprem hasarı esas alınarak aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

(a) *Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi*: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir. Depremden hemen sonra acil müdahale araçlarının geçişine imkân verilebilecektir. Yapılacak incelemeleri takiben normal trafik akışının da çok kısa sürede sağlanabilmesi öngörülmektedir.

(b) *Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi*: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı ve kolayca onarılabilecek hasar düzeyine karşı gelmektedir. Bu hasar düzeyi, yeni yapılacak köprüler için kullanılmayacak, sadece **Bölüm 9**'a göre mevcut köprülerin birinci aşama performans değerlendirmesinde ve gereği durumunda güçlendirme tasarımında kullanılacaktır.

(c) *Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi*: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan kontrollü hasar düzeyine karşı gelmektedir. Onarım sırasında yapının bir süre servis dışı kalması mümkündür. Depremden sonra sınırlı onarımlarla acil müdahale araçlarının geçişine imkân verilebilecektir.

(d) *Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi*: Bu performans düzeyi, köprü taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın meydana geldiği göçme öncesi duruma karşı gelmektedir. Köprünün kısmen veya tamamen göçmesi önlenmiştir. Acil müdahale araçlarının geçişinin sınırlı da olsa mümkün olabileceği kabul edilebilir. Ancak köprünün uzun dönemde kullanılması mümkün olmayabilir.

### 3.6. DEPREM ETKİSİ ALTINDA İKİ AŞAMALI KÖPRÜ TASARIMI VE KÖPRÜ PERFORMANS HEDEFLERİ

3.1'de tanımlanan *Performansa Göre Değerlendirme ve Tasarım İlkeleri* doğrultusunda özel köprülerin ve standart köprülerin deprem etkisi altında tasarımı, aşağıda açıklandığı şekilde iki aşamalı olarak yapılacaktır.

#### 3.6.1. Birinci Aşama Hesap – Tasarım – Değerlendirme

3.6.1.1 – Birinci aşamada, köprünün kendi servis ömrü boyunca maruz kalma olasılığı yüksek olan sık oluşumlu küçük depremlerin etkisi altında doğrusal elastik veya ona çok yakın davranış göstermesi, diğer deyişle deprem hasarının hiç olmaması veya ihmal edilebilecek ölçüde sınırlı olması, dolayısıyla 3.5(a)'da tanımlanan *Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi*'nin sağlanması hedeflenmektedir. Bu durumda deprem sonrasında köprülerde trafik akışının olumsuz biçimde etkilenmesi söz konusu değildir. Bu aşamada sık oluşumlu deprem yer hareketi olarak;

(a) 3.2'ye göre  $KÖS = 1$  olan önemli köprülerde 2.2.3'te tanımlanan DD-2a deprem yer hareketi gözönüne alınacaktır.

(b) 3.2'ye göre  $KÖS = 2$  olan normal köprülerde ve  $KÖS = 3$  olan basit köprülerde 2.2.4'te tanımlanan DD-3 deprem yer hareketi gözönüne alınacaktır.

3.6.1.2 – Birinci aşamada deprem etkisi altında standart köprülerde taşıyıcı sistemin hesabı, 3.8'deki **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'te gösterildiği üzere, doğrusal davranış esas alınarak yapılacak ve tasarım **Bölüm 4**'e göre *Dayanım Göre Tasarım* yaklaşımı ile değerlendirilecektir.

3.6.1.3 – Birinci aşama sonunda yapılan tasarım, 3.2'ye göre  $KÖS = 3$  olan basit köprüler hariç olmak üzere, ikinci aşama için ön tasarım olarak kullanılacaktır.

### 3.6.2. İkinci Aşama Hesap – Değerlendirme – Tasarım

3.6.2.1 – İkinci aşamada, köprünün servis ömrü boyunca maruz kalma olasılığı çok düşük olan ve gözönüne alınan *en büyük deprem* olarak adlandırılan çok seyrek oluşumlu DD-1 deprem yer hareketinin etkisi altında;

(a) 3.2'ye göre  $KÖS = 1$  olan önemli köprülerde, deprem hasarının çok ağır olmaması ve onarılabilir düzeyde kalması, dolayısıyla 3.5(b)'de tanımlanan *Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi*'nin sağlanması, depremden sonra acil müdahale araçlarının geçişine imkan verilmesi hedeflenmektedir.

(b) 3.2'ye göre  $KÖS = 2$  olan normal köprülerde ise, önemli ölçüde hasar görse bile köprünün kısmen veya tamamen göçmemesi, dolayısıyla 3.5(c)'de tanımlanan *Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi*'nin sağlanması, depremden sonra acil müdahale araçlarının geçişine sınırlı da olsa imkan verilmesi hedeflenmektedir.

3.6.2.2 – İkinci aşamada deprem etkisi altında standart köprülerde taşıyıcı sistemin hesabı, birinci aşamadaki ön tasarım esas alınarak 3.8'de verilen **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'te gösterildiği üzere, doğrusal veya doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile yapılacak ve tasarım **Bölüm 5**'e göre *Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım* yaklaşımı ile değerlendirilerek kesinleştirilecektir.

3.6.2.3 –  $DTS = 4$  olan tüm köprülerde ve  $KÖS = 3$  olan basit köprülerde ikinci aşamanın uygulanması gerekli değildir.

### 3.6.3. Köprü Performans Hedefleri

Deprem etkisi altında özel köprüler ve standart köprüler için *Köprü Performans Hedefleri*, “belirli deprem yer hareketi düzeyleri altında hedeflenen köprü performans düzeyleri”ni ifade eder. 3.6.1 ve 3.6.2'de açıklanan iki aşamalı tasarım esas alınarak *Köprü Önem Sınıfları* ve *Deprem Yer Hareketi Düzeyleri*'ne göre tanımlanan *Köprü Performans Hedefleri* **Tablo 3.2**'de özetlenmiştir.

## 3.7. TAŞIYICI SİSTEM DAVRANIŞI KRİTİK OLAN VE KRİTİK OLMAYAN STANDART KÖPRÜLER

3.6'da tanımlanan iki aşamalı tasarım kapsamında 3.8'e göre uygulanacak hesap yöntemlerinin seçimi için standart köprüler, *taşıyıcı sistem davranışı kritik olan köprüler* ve *taşıyıcı sistem davranışı kritik olmayan köprüler* olarak sınıflandırılmışlardır.

**Tablo 3.2. Köprü Performans Hedefleri**

Köprü Performans Hedefi			
Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Köprü Önem Sınıfı		
	KÖS = 1	KÖS = 2	KÖS = 3
DD – 3	—	KK	KK
DD – 2a	KK	—	—
DD – 1	KH	GÖ	—

**3.7.1** – Basit köprüler dışında, aşağıda belirtilen özelliklerin en az birine sahip standart köprüler *taşıyıcı sistem davranışı kritik köprüler* olarak tanımlanmışlardır:

- (a) Ayak – tabliye bağlantıları monolitik olan köprüler
- (b) Ön üretimli basit kirişlerle oluşturulan köprüler dışında herhangi bir ayağının yüksekliği 30 m’den fazla olan köprüler
- (c) Ön üretimli basit kirişlerle oluşturulan ve herhangi bir ayağının yüksekliği 20 m’den fazla olan köprüler
- (d) Boyuna veya enine doğrultuda hakim doğal titreşim periyodu 1.5 s’den uzun olan köprüler
- (e) Herhangi iki ayak arasındaki veya aynı ayakta herhangi iki kolon arasındaki yükseklik oranı (kısa kolonun uzun kolona oranı) 0.8’den küçük olan köprüler
- (f) Verev açısı 20 dereceden büyük olan köprüler
- (g) Yatayda ve/veya düşeyde kurbta olan köprüler

**3.7.2** – **3.7.1**’de belirtilenler dışındaki standart köprüler, *taşıyıcı sistem davranışı kritik olmayan köprüler* olarak tanımlanmışlardır.

### **3.8. DEPREM ETKİSİ ALTINDA HESAP VE DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİNİN KULLANILMASINA İLİŞKİN KURALLAR**

**3.8.1** – **3.6**’ya göre iki aşamalı tasarım kapsamında **3.6.3**’te tanımlanan performans hedeflerini sağlamak üzere **3.7**’de verilen sınıflandırmaya göre “*taşıyıcı sistem davranışı kritik köprüler*” ve “*taşıyıcı sistem davranışı kritik olmayan köprüler*” için uygulanacak hesap ve değerlendirme yöntemleri, *Deprem Tasarım Sınıfları*’na (DTS) bağlı olarak **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**’te gösterilmiştir.

**3.8.2** – **3.6.1**’de tanımlanan birinci aşama hesap ve değerlendirmelerde KÖS = 1 olan köprüler için DD-2a deprem yer hareketi altında, KÖS = 2 ve KÖS = 3 olan köprüler için ise DD-3 deprem yer hareketi altında **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**’te YÖNTEM 1 olarak belirtilen yöntem kullanılacaktır. Bu yöntem kapsamında “*doğrusal hesap*” yapılacak ve köprü taşıyıcı sistemlerinin performans değerlendirmesi için “*dayanuma göre değerlendirme*” yaklaşımı kullanılacaktır. Hesap ve değerlendirmede kullanılacak yöntemler **Bölüm 4**’te açıklanmıştır.

**Tablo 3.3. Taşıyıcı Sistem Davranışı Kritik Olan Standart Köprüler İçin Deprem Etkisi Altında Hesap ve Değerlendirme Yöntemleri**

Köprü Önem Sınıfı	Hesap ve Değerlend. Aşaması	Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Deprem Tasarım Sınıfı		
			DTS = 1	DTS = 2,3	DTS = 4
KÖS = 1	Birinci aşama	DD – 2a	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme
	İkinci aşama	DD – 1	<b>YÖNTEM 2.3</b> <b>Doğrusal Olmayan Hesap (ZTA) /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 2.1<sup>(*)</sup></b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	—
KÖS = 2	Birinci aşama	DD – 3	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme
	İkinci aşama	DD – 1	<b>YÖNTEM 2.2</b> <b>Doğrusal Olmayan Hesap (İtme Yön.) /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 2.1<sup>(*)</sup></b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	—
KÖS = 3	Birinci aşama	DD – 3	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme

(\*) Tabliye – ayak bağlantısı monolitik olan köprülerde YÖNTEM 2.2 kullanılacaktır.

**Tablo 3.4. Taşıyıcı Sistem Davranışı Kritik Olmayan Standart Köprüler İçin Deprem Etkisi Altında Hesap ve Değerlendirme Yöntemleri**

Köprü Önem Sınıfı	Hesap ve Değerlend. Aşaması	Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Deprem Tasarım Sınıfı		
			DTS = 1	DTS = 2,3	DTS = 4
KÖS = 1	Birinci aşama	DD – 2a	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme
	İkinci aşama	DD – 1	<b>YÖNTEM 2.2</b> <b>Doğrusal Olmayan Hesap (İtme Yön.) /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 2.1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	—
KÖS = 2	Birinci aşama	DD – 3	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme
	İkinci aşama	DD – 1	<b>YÖNTEM 2.1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 2.1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme	—
KÖS = 3	Birinci aşama	DD – 3	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme	<b>YÖNTEM 1</b> <b>Doğrusal Hesap /</b> Dayanıma Göre Değerlendirme

**3.8.3 – 3.6.2’de tanımlanan ikinci aşama hesap ve değerlendirmelerde;**

(a) Taşıyıcı sistem davranışı kritik olan köprüler kapsamında  $KÖS = 1$  ve  $DTS = 1$  olan köprüler için hesap, DD-1 deprem yer hareketi etkisi altında **Bölüm 5’te** açıklanan “*zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap*” yöntemi ile, performans değerlendirmeleri ise yine **Bölüm 5’e** göre “*şekildeğiştirmeye göre değerlendirme*” yaklaşımı ile yapılacaktır. **Tablo 3.3’te** görüldüğü üzere bu yöntem YÖNTEM 2.3 olarak adlandırılmıştır.

(b) Taşıyıcı sistem davranışı kritik olan köprüler kapsamında  $KÖS = 2$  ve  $DTS = 1$  olan köprüler ile taşıyıcı sistem davranışı kritik olmayan köprüler kapsamında  $KÖS = 1$  ve  $DTS = 1$  olan köprüler için hesap DD-1 deprem yer hareketi etkisi altında **Bölüm 5’te** açıklanan çok modlu itme yöntemi “*Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi*” ile, performans değerlendirmeleri ise yine **Bölüm 5’e** göre “*şekildeğiştirmeye göre değerlendirme*” yaklaşımı ile yapılacaktır. **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4’te** görüldüğü üzere bu yöntem YÖNTEM 2.2 olarak adlandırılmıştır.

(c) Taşıyıcı sistem davranışı kritik olan köprüler kapsamında  $DTS = 2,3$  ve ayak-tabliye birleşimleri monolitik olan diğer köprülerde de YÖNTEM 2.2 kullanılacaktır.

(d) YÖNTEM 2.2 yerine, proje mühendisinin ve/veya onay makamının kararı ile YÖNTEM 2.3 de kullanılabilir.

(e) Yukarıda belirtilenler dışındaki diğer tüm köprülerde **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4’te** YÖNTEM 2.1 olarak adlandırılan “*Karma Yöntem*” uygulanacaktır. Bu yöntemde DD-1 deprem yer hareketi etkisi altında doğrusal olmayan hesap yerine, köprü taşıyıcı sistemi düzeyinde “*eşit yerdeğiştirme kuralı*” esas alınarak, **Bölüm 4’te** açıklanan “*doğrusal hesap*” yöntemi ile köprü taşıyıcı sisteminin yerdeğiştirmeleri elde edilecektir. Performans değerlendirmeleri ise bu yerdeğiştirmelerden yararlanılarak **Bölüm 5’e** göre “*şekildeğiştirmeye göre değerlendirme*” yaklaşımı ile yapılacaktır.

(f) YÖNTEM 2.1 yerine, proje mühendisinin ve/veya onay makamının kararı ile YÖNTEM 2.2 de kullanılabilir.

(g)  $KÖS = 1,2$  ve  $DTS = 4$  olan köprüler ile  $KÖS = 3$  olan tüm köprülerde ikinci aşama hesap ve değerlendirme yapılması gerekli değildir.

### **3.9. DEPREM YER HAREKETİNİN KÖPRÜ BOYUNCA DEĞİŞKEN OLMASI DURUMU**

**3.9.1 – Deprem yer hareketinin köprü boyunca değişken olması durumu, başlıca üç nedene bağlı olarak meydana gelebilir:**

(a) Deprem dalgalarının heterojen zemin ortamında saçılması ve farklı zamanlarda ulaşan dalgaların gelişigüzel üstüste binmesine bağlı “*uyumsuzluk etkisi*”;

(b) Deprem dalgalarının köprü ayak temellerine varış zamanlarındaki faz farklılıklarına bağlı “*dalga geçişi etkisi*”;

(c) Köprü boyunca farklı zemin koşulları nedeni ile deprem yer hareketinin genlik ve frekans içeriğindeki farklılıklara bağlı “*değişken zemin etkisi*”.

**3.9.2 – 3.9.1’de belirtilen üç etkiden ilk ikisi, her durumda uygulanması zorunlu olmamakla birlikte,  $KÖS = 1$  ve  $DTS = 1,2$  olan köprüler için iş sahibinin ve/veya onay makamının talep etmesi halinde köprüünün uzunluğu, bulunduğu yerin jeolojik ve tektonik özelliklerine bağlı olarak yapılacak özel çalışmalarla gözönüne alınabilir.**



**3.9.3** – Köprü boyunca farklı zemin koşulları nedeni ile oluşan “*değişken zemin etkisi*”nin gözönüne alınıp alınmaması durumları  $KÖS = 1,2$  ve  $DTS = 1,2$  olan köprülerde kenar veya orta ayakların temel zemini olarak **6.4**'te **Tablo 6.1** ile tanımlanan “*yerel zemin sınıfları*”na bağlı olarak aşağıda belirtilmiştir.

(a) Köprü boyunca en zayıf yerel zemin sınıfı olarak ZF sınıfı zemin bulunması durumunda, diğer kenar veya orta ayaklardaki zemin sınıflarının sadece ZF ve ZE olması koşulu ile tüm köprü boyunca ZF sınıfı zemin esas alınarak “*sabit deprem yer hareketi*” varsayımı yapılabilir. Bu koşul sağlanmazsa köprü boyunca “*değişken deprem yer hareketi*” gözönüne alınacaktır.

(b) Köprü boyunca en zayıf yerel zemin sınıfı olarak ZE sınıfı zemin bulunması durumunda, diğer kenar veya orta ayaklardaki zemin sınıflarının sadece ZE ve ZD olması koşulu ile tüm köprü boyunca ZE sınıfı zemin esas alınarak “*sabit deprem yer hareketi*” varsayımı yapılabilir. Bu koşul sağlanmazsa köprü boyunca “*değişken deprem yer hareketi*” gözönüne alınacaktır.

(c) Köprü boyunca sadece ZA, ZB, ZC ve ZD sınıfı zeminlerin tek başına veya karışık olarak bulunması durumunda, bunların içinden en zayıf zemin sınıfı esas alınarak “*sabit deprem yer hareketi*” varsayımı yapılabilir. Ancak proje mühendisinin ve/veya onay makamının kararı ile bu durumda da köprü boyunca “*değişken deprem yer hareketi*” gözönüne alınabilir.

**3.9.4** – Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit ve değişken olduğu durumların gözönüne alındığı doğrusal hesap yöntemleri **Bölüm 4**'te, doğrusal olmayan hesap yöntemleri ise **Bölüm 5**'te açıklanmıştır.

### **3.10. KÖPRÜ – KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN GÖZÖNÜNE ALINMASI**

**3.10.1** –  $KÖS = 1,2$ ;  $DTS = 1,2,3$  ve yerel zemin sınıfı ZE ve/veya ZF olan zeminlerde orta ayak ve kenar ayak temellerinin kazıklı temel olarak düzenlenmesi zorunludur. Gereği durumunda yerel zemin sınıfı ZD olan zeminlerde de kazıklı temel yapılabilir. Bu tür köprülerde “*köprü – kazık – zemin etkileşimi*” hesapları **Bölüm 7**'ye göre yapılacaktır.

**3.10.2** – Birinci aşama hesap ve değerlendirme kapsamında **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'e göre YÖNTEM 1 ile yapılan hesaplarda köprü – kazık – zemin etkileşimi **7.3**'te tanımlanan KKZE-A Yöntemi ile gözönüne alınacaktır.

**3.10.3** – İkinci aşama hesap ve değerlendirme kapsamında **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'e göre YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 ile yapılan hesaplarda köprü – kazık – zemin etkileşimi **7.4**'te tanımlanan KKZE-B Yöntemi ile gözönüne alınacaktır.

**3.10.4** – İkinci aşama hesap ve değerlendirme kapsamında **Tablo 3.3**'e göre YÖNTEM 2.3 ile yapılan hesaplarda köprü – kazık – zemin etkileşimi **7.5**'te tanımlanan KKZE-C Yöntemi ile gözönüne alınacaktır.

## BÖLÜM 4 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜLERİN BİRİNCİ AŞAMA HESAP – TASARIM – DEĞERLENDİRME KURALLARI

### 4.1. AMAÇ VE KAPSAM

**4.1.1** – Bu bölümün amacı, standart köprülerin kendi servis ömürleri boyunca maruz kalma olasılığı yüksek olan sık oluşumlu küçük depremlerin etkisi altında “*Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Hedefi*”nin sağlanması için yapılacak birinci aşama hesap, tasarım ve değerlendirme kurallarını açıklamaktır.

**4.1.2** – *Köprü Önem Sınıfı*  $KÖS = 1$  olan önemli köprülerde 100 yılda aşılma olasılığı %50 (50 yılda %30) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 144 yıl olan DD-2a deprem yer hareketi, *Köprü Önem Sınıfı*  $KÖS = 2$  ve  $KÖS = 3$  olan normal ve basit köprülerde ise 100 yılda aşılma olasılığı %75 (50 yılda %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 72 yıl olan DD-3 deprem yer hareketi kullanılacaktır.

**4.1.3** – Birinci aşamada deprem hesabı ve tasarımı, **3.8.2**'te belirtildiği ve **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'te gösterildiği üzere, YÖNTEM 1 olarak adlandırılan yöntemle köprü taşıyıcı sisteminin doğrusal davranışı esas alınarak yapılacak ve **4.5**'te açıklandığı üzere tasarım için *Dayanıma Göre Değerlendirme ve Tasarım* yaklaşımı uygulanacaktır. Bu bağlamda esas alınacak dayanıma göre değerlendirme kriteri, hesaptan elde edilecek “*iç kuvvet talepleri (etkileri)*”nin ilgili kesitteki “*iç kuvvet kapasiteleri (dayanımları)*”na eşit veya küçük olmasına dayanmaktadır.

**4.1.4** – Birinci aşama sonunda yapılacak köprü taşıyıcı sistem tasarımı,  $KÖS = 3$  ve  $DTS = 4$  olan köprüler için kesin tasarım olarak, bu köprülerin dışındaki köprüler için ise **Bölüm 5**'te açıklanan ikinci aşama hesap – değerlendirme – tasarım için ön tasarım olarak gözönüne alınacaktır.

**4.1.5** – Köprü inşaatı sırasında **EK 2B**'ye göre tanımlanan deprem etkisi altında yapılacak hesap ve değerlendirmelerde de bu Bölüm'de verilen kurallar uygulanacaktır.

### 4.2. DEPREM ETKİSİNİN TANIMLANMASI VE DİĞER ETKİLERLE BİRLEŞTİRİLMESİ

#### 4.2.1. Yatay ve Düşey Deprem Etkisi

**4.2.1.1** – Yatay deprem etkisi, **2.3.4** veya **2.4**'te tanımlanan yatay deprem tasarım spektrumu ile veya bu spektrum esas alınarak **2.5**'e göre seçilen ve ölçeklendirilen *deprem yer hareketleri* olarak tanımlanacaktır. Doğrusal hesapta yatay deprem etkisi herhangi bir azaltma uygulanmaksızın doğrudan kullanılacaktır.

**4.2.1.2** – ZD, ZE ve ZF sınıfı zeminlerde yapılan kazıklı temellerde kazık başlığının altında gözönüne alınacak deprem yer hareketi **2.4.3** ve **6.6**'ya göre *serbest zemin davranış hesabı* ile elde edilecektir.

**4.2.1.3** – Düşey deprem etkisi,  $KÖS = 1,2$  ve  $DTS = 1,2$  olan köprülerde herhangi bir açıklığın 80 m'den fazla olması durumunda **2.3.5**'te tanımlanan düşey deprem tasarım spektrumu ile veya bu spektrum esas alınarak **2.5**'e göre seçilen ve ölçeklendirilen *deprem yer hareketleri* olarak tanımlanacaktır. Doğrusal hesapta düşey deprem etkisi herhangi bir azaltma uygulanmaksızın doğrudan kullanılacaktır.

#### 4.2.2. Yatayda Birbirine Dik Doğrultulardaki Depremlerden Oluşan Etkilerin Birleştirilmesi

4.2.2.1 – Yatay deprem etkisi altında köprü taşıyıcı sisteminin deprem hesabının 4.4.2.1 ve EK 4A’da açıklanan *Mod Birleştirme Yöntemi* ile yapılması durumunda, herhangi bir kesitte yatayda birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularında tanımlanan depremlerden oluşan deprem etkileri **Denk.(4.1)**’de tanımlandığı şekilde birleştirilecektir:

$$E_d^{(H)} = \pm E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)} \quad ; \quad E_d^{(H)} = \pm 0.3E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)} \quad (4.1)$$

Burada  $E_d^{(X)}$  ve  $E_d^{(Y)}$  herhangi bir kesitte birbirine dik (X) ve (Y) deprem doğrultularındaki depremlerin etkisi altında ayrı ayrı hesaplanan deprem etkilerini,  $E_d^{(H)}$  ise *doğrultu birleştirilmesi* uygulanmış *tasarıma esas yatay deprem etkisi*’ni simgelemektedir.

4.2.2.2 – Yatay deprem etkisi altında köprü taşıyıcı sisteminin deprem hesabının 4.4.2.2 ve EK 4A’da açıklanan *Mod Toplama Yöntemi* veya 4.4.3’te açıklanan *Doğrudan Entegrasyon Yöntemi* ile yapılması durumunda, yatayda (X) ve (Y) doğrultularında tanımlanan depremlerden oluşan etkiler zaman tanım alanında doğrudan birleştirilecektir.

#### 4.2.3. Deprem Etkisinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi

Taşıyıcı sistem elemanlarının tasarımında esas alınmak üzere, deprem etkisini içeren yük birleşimleri **Denk.(4.2)** ve **Denk.(4.3)** ile tanımlanmıştır:

$$G + Q \pm E_d^{(H)} \pm 0.3E_d^{(Z)} \quad (4.2)$$

$$0.9G + H \pm E_d^{(H)} \pm 0.3E_d^{(Z)} \quad (4.3)$$

Burada G sabit (ölü) yük etkisini, Q ise hareketli yük etkisini simgelemektedir. Hareketli yük etkisi, iş sahibinin ve/veya onay makamının kararı ile, trafiğin günün bütün saatlerinde yoğun olduğu köprülerde üniform trafik yükünün en fazla %20’si olarak alınabilir. Yatay deprem etkisi  $E_d^{(H)}$  4.2.2’ye göre, düşey deprem etkisi  $E_d^{(Z)}$  ise 4.2.1.3’e göre belirlenecektir. H 6.10’da tanımlanan statik ve dinamik yatay zemin basıncını ve hidrodinamik basıncı simgelemektedir.

### 4.3. BİRİNCİ AŞAMA KÖPRÜ TAŞIYICI SİSTEMLERİNİN MODELLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR

Birinci aşama hesap-tasarım-değerlendirme kapsamında yapılacak *doğrusal* hesapta kullanılmak üzere, standart köprü taşıyıcı sistemlerini oluşturan elemanların modellenmesi ile ilgili kurallar bu kısımda tanımlanmıştır.

#### 4.3.1. Genel Modelleme Kuralları

- Köprü taşıyıcı sistemleri tabliye, başlık kirişleri, orta ayaklar ve kenar ayakları kapsayacak şekilde *üç boyutlu* olarak modellenecektir.
- Birbirine dik iki yatay* doğrultudaki deprem etkileri daima gözönüne alınacaktır.
- Sönüm oranı %5 alınacaktır.

(d) Birinci aşama hesap için 4.3.2, 4.3.3 ve 4.3.4'e göre çubuk sonlu elemanlarla olarak modellenen betonarme tabliye, başlık kirişi ve orta ayak kesitleri için “*etkin kesit rijitlikleri*” olarak eğilme davranışına karşı gelen brüt kesit rijitliklerinin %50'si kullanılacaktır. Kesme ve eksenel davranış için brüt rijitliklerde azaltma yapılmayacaktır. Tabliyelerin 4.3.2.4'e göre kabuk sonlu elemanlarla modellenmesi durumunda, düzlem içi ve düzlem dışı şekildeğiştirmelere karşı gelen tüm kesit rijitlikleri de brüt kesit rijitliklerinin %50'si olarak alınacaktır.

(e) Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen köprülerde açıklıklar arasındaki bağlantı plağının eğilme davranışı için etkin kesit rijitliği, brüt kesit rijitliğinin %25'i olarak alınacaktır.

### 4.3.2. Tabliyelerin Modellenmesi

4.3.2.1 – Köprü tabliyeleri, çelik veya öngerilmeli prekast kirişler ve yerinde dökme plaklarla kompozit olarak oluşturulan, yerinde dökme sürekli kiriş – plaklardan, kutu kirişlerden veya sadece plaklardan oluşturulan köprü taşıyıcı sistem elemanlarıdır.

4.3.2.2 – Kompozit prekast kirişli – yerinde dökme plaklı köprü tabliyelerinde, deprem etkisi altında gerekli burulma rijitliğinin sağlanması için mesnetlerde ve en az bir adet olmak üzere açıklıklarda enleme kirişlerinin düzenlenmesi zorunludur. Diğer tür tabliye sistemlerinde de en az mesnetlerde bir enleme düzenlenecektir.

4.3.2.3 – Kompozit prekast kirişli – yerinde dökme plaklı köprü tabliyelerinde kirişlerin arasındaki bağlantı plağının enine ve boyuna doğrultulardaki deprem etkisi altında esnekliğinin artırılması amacı ile, her iki taraftaki kiriş boylarının %5'i kadar uzunluktaki bölgelerde kompozit çalışmayı önlemek üzere kiriş ve yerinde dökme beton arasında kesme bağlantı etriyeleri yapılmayacak, bu bölgelerde yerinde dökme betonun altında uygun bir izolasyon malzemesi/şilte kullanılacaktır. Boyu uzatılan bağlantı plağı bağımsız olarak modellenecektir.

4.3.2.4 – Köprü tabliyeleri, en kısa köprü açıklığının köprü genişliğine oranının ikiden fazla olduğu köprülerde köprü eksenine boyunca tüm tabliye enkesitinin üç boyutlu davranışını temsil eden “*çubuk*” sonlu elemanlarla modellenenir. Bu durumda her açıklıkta en az beş çubuk sonlu eleman kullanılacaktır.

4.3.2.5 – 4.3.2.4'te tanımlanan geometrik koşulun sağlanmadığı köprü tabliyeleri genel olarak “*kabuk*” sonlu elemanlarla veya kabuk ve çubuk sonlu elemanların birlikte kullanılması ile modellenecektir. Bu modelleme yöntemi, işverenin ve/veya proje müellifinin kararı ile tüm tabliye türlerinde kullanılabilir.

### 4.3.3. Orta Ayakların Modellenmesi

4.3.3.1 – Köprü orta ayakları tek kolonlardan, enine doğrultuda çok kolonlu çerçevelerden veya perde ayaklardan oluşan köprü taşıyıcı sistem elemanlarıdır.

4.3.3.2 – Ayak kolonları *çubuk* sonlu elemanlarla modellenenir. Her kolonda, en az beş olmak üzere, yeteri kadar çubuk sonlu eleman kullanılacaktır.

4.3.3.3 – Yüksekliğinin maximum kesit boyutuna oranı ikiden az olan kolonlar *perde ayak* olarak tanımlanacaktır. Perde ayaklar kabuk sonlu elemanlarla modellenenir.

#### 4.3.4. Başlık Kirişlerinin Modellenmesi

**4.3.4.1** – Başlık kirişleri orta ayaklarla tabliye arasında yer alan köprü taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Tek kolonlu ayaklarda konsol kirişler olarak, çok kolonlu ayaklarda ise enine doğrultuda çerçeve kirişleri olarak modellenirler.

**4.3.4.2** – Başlık kirişleri *çubuk* sonlu elemanlarla modellenebilir. Başlık kirişlerinde yeteri kadar çubuk sonlu eleman kullanılacaktır.

#### 4.3.5. Mesnetlerin ve Takozların Modellenmesi

**4.3.5.1** – Yalıtım mesnetleri dışında köprülerde kullanılan mesnetler, sabit mesnetler, kayıcı mesnetler ve sınırlı yerdeğiştirme kapasitesine sahip elastomer mesnetlerdir.

**4.3.5.2** – Elastomer mesnetlerin sınırlı yatay şekildeğiştirebilme özelliği, sadece köprünün boyuna doğrultusunda sıcaklık değişimlerinden meydana gelen yerdeğiştirmelere, tabliyenin düşey eksen etrafında dönmesine ve birinci aşamada deprem etkisinde tabliyenin boyuna doğrultuda kenar ve/veya orta ayaklara çarpmaksızın hareket edebilmesine izin vermek amacı ile kullanılacaktır (Bkz. **4.3.5.4**). Birinci aşamada elastomer mesnet kayma şekildeğiştirmeleri (görelî elastomer yerdeğiştirmesinin çelik plakalar hariç toplam elastomer kalınlığına oranı) birim değeri aşmayacaktır ( $\gamma \leq 1$ ).

**4.3.5.3** – Takozlar, birbirlerine monolitik olarak bağlı olmayan tabliye ile orta ayak başlık kirişi veya kenarayak arasında enine ve boyuna doğrultulardaki görelî yerdeğiştirmeleri sınırlandırmak üzere düzenlenen köprü taşıyıcı sistem elemanlarıdır.

(a) Kompozit prekast kirişli – yerinde dökme plaklı köprülerde enine doğrultuda takozlar, orta ve kenar ayaklarda enleme kirişlerinin her iki ucunda birer adet olmak üzere düzenleneceklerdir. Takozlar arasında başlık kirişi veya kenar ayak ile tabliyenin görelî enine hareketine izin verilmeyecektir.

(b) Kompozit prekast kirişli – yerinde dökme plaklı köprülerde boyuna doğrultuda ters T şeklindeki orta ayak başlık kirişi takoz olarak gözönüne alınacaktır. Başlık kirişinin yapılmadığı perde ayaklara bir taraftan oturan tabliye için sabit, diğer taraftan oturan tabliye için ise elastomer veya kayıcı mesnetler kullanılacaktır.

**4.3.5.4** – Kompozit prekast kirişli – yerinde dökme plaklı köprülerde boyuna doğrultuda takoz olarak çalışan orta ayak başlık kirişi ile tabliye kirişleri arasında bırakılacak boşluk, **4.3.5.2**'ye göre köprü taşıyıcı sisteminde düzgün sıcaklık değişiminden ve birinci aşamada deprem etkisinde oluşan görelî yerdeğiştirmelerden daha fazla olmayacaktır. Ancak bu boşluk ikinci aşamadaki şiddetli deprem etkisi altında yeterli olmayacağından ve birinci aşama sonunda yapılacak köprü tasarımı ikinci aşama için ön tasarım niteliğini taşıdığından, ön tasarım için ikinci bir model kullanılacaktır. Bu modelde, tabliye orta eksenî üzerinde başlık kirişinin her iki tarafındaki bir çift elastomer mesnet *sadece boyuna doğrultuda* birer sabit mesnet olarak gözönüne alınacak, tabliyenin bu mesnetler üzerinde düşey eksen etrafında dönmesine izin vermek üzere diğer elastomer mesnetlerin boyuna doğrultuda sınırlı hareketine izin verilecektir. Tabliye orta eksenî üzerine rastlayan elastomer mesnetler bulunmaması durumunda, bu noktalara birer fiktif sabit mesnet konulacaktır. Ön tasarım için kullanılacak ikinci modelde kenar ayak elastomer veya kayıcı mesnetlerinin boyuna doğrultuda hareketine izin verilecektir.

**4.3.5.5** – Orta ayaklar üstünde yapılan tabliye genişleme derzlerinde, derzin bir tarafında sabit mesnet kullanılmaması durumunda, deprem etkisi altında boyuna doğrultuda sürekliliğin sağlanması için ya “*kilitleme aygıtı*” kullanılacak veya derzin iki tarafındaki enleme kirişleri sıcaklık değişiminin ötesinde birlikte çalışacak şekilde birbirlerine bağlanacaklardır.

#### **4.3.6. Orta Ayak Temellerinin Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi**

**4.3.6.1** – Kazık kullanılmayan yüzeysel veya gömülü temelli köprülerde birinci aşamada köprü – zemin eylemsizlik etkileşiminin modellenmesine ilişkin kurallar **7.6**’da verilmiştir.

**4.3.6.2** – **6.4**’te verilen tanımlara göre ZD, ZE ve ZF zemin sınıflarındaki zeminlerde yapılan kazıklı köprülerde birinci aşamada köprü – kazık – zemin etkileşiminin modellenmesine ve hesabına ilişkin kurallar **Bölüm 7**’de **7.1 – 7.3**’te verilmiştir.

#### **4.3.7. Kenar Ayakların Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi**

**4.3.7.1** – Kenar ayaklar, köprü – yol geçişlerini ve aynı zamanda köprü uçlarında tabliyenin düşey ve yatay doğrultularda mesnetlenmesini sağlayan istinat yapısı niteliğindeki köprü taşıyıcı sistem elemanlarıdır.

**4.3.7.2** – Bu Yönetmelik kapsamında kenar ayaklar, enine doğrultuda takozlar vasıtası ile tabliyeyi mesnetleyen, boyuna doğrultuda ise elastomer veya kayıcı mesnetlerle tabliyenin hareketine izin veren köprü taşıyıcı sistem elemanları olarak tanımlanmıştır. Boyuna doğrultuda tabliyenin kenar ayağa monolitik olarak bağlı olduğu düzenlemeler (bütünleşik kenar ayaklar) bu Yönetmeliğin kapsamı dışındadır.

**4.3.7.3** – Tipik bir kenar ayak, *kenar ayak ön duvarı*, onun üstünde yer alan *alın duvarı* (*parapet*), *kanat duvarları* ve *temelden* (*varsa kazıklar ve kazık başlığı*) oluşur. Temelin yüzeye yakın olduğu durumlarda kenar ayak ön duvarı yapılmayabilir. Bu durumda alın duvarı (*parapet*) doğrudan temele veya kazık başlığına bağlanır.

**4.3.7.4** – Kenar ayaklar, genel olarak tabliye ve orta ayaklarla birlikte bir ortak taşıyıcı sistemin elemanları olarak modellenecektir. Ancak temelleri kazıklı olmayan kenar ayaklarda ortak taşıyıcı sistem kapsamında kenar ayak, enine doğrultuda takozlar vasıtası ile tabliyeyi mesnetleyen, boyuna doğrultuda ise elastomer veya kayıcı mesnetlerle tabliyenin hareketine izin veren sonsuz rijit, kütsüz fiktif bir temel elemanı olarak modellenebilir. Bu durumda kenar ayak tasarımı, deprem hesabı sonucunda tabliyeden aktarılan kuvvetler ve statik-eşdeğer zemin itkileri gözönüne alınarak **8.6**’ya göre yapılacaktır.

**4.3.7.5** – **6.4**’te verilen tanımlara göre ZD, ZE ve ZF zemin sınıflarındaki zeminlerde yapılan kazıklı köprülerde birinci aşamada kenar ayak – kazık – zemin etkileşiminin modellenmesine ve hesabına ilişkin kurallar **Bölüm 7**’de **7.1 – 7.3**’te verilmiştir. Bu hesaptan elde edilen veriler gözönüne alınarak kenar ayak tasarımı **8.6**’ya göre yapılacaktır.

**4.3.7.6** – Kazıklar dışındaki kenar ayak elemanları (kenar ayak ön duvarı, kanat duvarları, alın duvarı) kabuk sonlu elemanlarla modellenecektir. Kenar ayak elemanlarının düzlem içi ve düzlem dışı rijitlikleri olarak brüt rijitliklerin %50’si alınacaktır.

#### 4.3.8. Kütlelerin Modellenmesi

**4.3.8.1** – Tipik bir (i) sonlu eleman düğüm noktasındaki  $m_i$  tekil kütlesi, en genel durumda iki yatay ve dikey öteleme serbestlik derecelerine karşı gelecek şekilde tanımlanacaktır. Gereği durumunda dönme serbestlik derecelerine karşı gelen kütleler de kullanılabilir.

**4.3.8.2** – Çubuk veya kabuk sonlu eleman olarak modellenen köprü taşıyıcı sistem elemanlarında *düğüm noktası tekil kütleleri*, düğüm noktalarına bağlanan sonlu elemanların kapsama boylarına veya kapsama alanlarına karşı gelen yayılı kütlelerin toplamları olarak atanacaklardır.

**4.3.8.3** – Su içindeki köprü ayaklarında çubuk sonlu elemanın kendi kütlesine ve kutu kesit durumunda kesitin içinde alınacak su kütlesine ek olarak, ayak-su eylemsizlik etkileşimi bağlamında gözönüne alınacak *ek su kütlesi*'ne ilişkin bağıntılar aşağıda verilmiştir:

(a) Yarıçapı  $r$  olan dairesel kesitli çubuk sonlu elemanda birim boy için gözönüne alınacak ek su kütlesi **Denk.(4.4)** ile verilmiştir.

$$m_A = \rho_w \pi r^2 \quad (4.4)$$

(b) (X) deprem doğrultuna dik doğrultudaki yarıçapı  $a_y$  olan elips kesitli çubuk sonlu elemanda birim boy için gözönüne alınacak *ek su kütlesi* **Denk.(4.5)** ile verilmiştir.

$$m_A = \rho_w \pi a_y^2 \quad (4.5)$$

(c) (X) deprem doğrultusuna dik doğrultudaki boyutu  $2a_y$  olan dikdörtgen kesitli sonlu elemanda (diğer boyutu  $2a_x$ ) birim boy için gözönüne alınacak *ek su kütlesi* **Denk.(4.6)** ile verilmiştir.

$$m_A = \rho_w \pi k a_y^2 \quad (4.6)$$

$k$  şekil katsayısı, **Tablo 4.1**'de verilmiştir.

**Tablo 4.1. Dikdörtgen kesitli ayaklarda ek su kütlesi için  $k$  şekil katsayısı**

$a_y / a_x$	$k$
0.1	2.23
0.2	1.98
0.5	1.70
1.0	1.51
2.0	1.36
5.0	1.21
10.0	1.14
$\infty$	1.00

## 4.4. BİRİNCİ AŞAMADA DEPREM HESABI YÖNTEMLERİ

### 4.4.1. Kapsam

**4.4.1.1** – Deprem etkisi altında standart köprülerin birinci aşama hesabı için, **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'te belirtilen YÖNTEM 1 kapsamında yatay ve düşey doğrultularda etkiyen depremlerin etkisi altında doğrusal çok modlu *modal hesap yöntemleri* veya *doğrudan entegrasyon yöntemi* kullanılacaktır.

**4.4.1.2** – Birinci aşamada **4.4.4**'te belirtildiği üzere, basit köprülerde gözönüne alınan yatay deprem doğrultusunda hakim mod esas alınarak tek modlu hesap yapılabilir.

**4.4.1.3** – Birinci aşamada tek açıklıklı köprülerin doğrusal deprem hesabı **4.4.5**'e göre yapılacaktır.

**4.4.1.4** – Bu kısımda açıklanan doğrusal hesap yöntemleri, **Bölüm 5**'te **5.4** ile verilen taşıyıcı sistem modelleme kuralları kullanılarak, **3.8.3(c)**'de açıklanan yaklaşım çerçevesinde ikinci aşamada **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'te belirtilen YÖNTEM 2.1 kapsamında da kullanılacaktır.

### 4.4.2. Modal Hesap Yöntemleri

Deprem etkisi altında köprü taşıyıcı sisteminin modal davranışını esas alan çok modlu *Modal Hesap Yöntemleri*, doğrudan deprem tasarım spektrumu ile hesaba dayalı *Mod Birleştirme Yöntemi* ve zaman tanım alanında hesaba dayalı *Mod Toplama Yöntemi*'dir.

**4.4.2.1** – *Mod Birleştirme Yöntemi*'nde, yatay (X), (Y) ve (Z) deprem doğrultularında ayrı ayrı olmak üzere yatay ve düşey *deprem tasarım spektrumları*'ndan doğrudan yararlanılarak gözönüne alınan her bir titreşim modunda davranış büyüklüklerinin maksimum değerleri hesaplanır. Yeteri kadar titreşim modu için hesaplanan, ancak eşzamanlı olmayan *maksimum modal davranış büyüklükleri* daha sonra her bir doğrultu için *mod birleştirme kuralı* ile birleştirilerek *maksimum davranış büyüklükleri* elde edilir. Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit ve farklı zemin koşulları nedeni ile değişken olması durumları için *Mod Birleştirme Yöntemi*'nin ayrıntıları **EK 4A**'de verilmiştir.

**4.4.2.2** – *Mod Toplama Yöntemi*'nde, her bir titreşim moduna ait modal davranış büyüklükleri *zaman tanım alanında hesap yöntemi* ile hesaplanır. Yeteri kadar titreşim modu için hesaplanan *eşzamanlı modal davranış büyüklükleri* daha sonra her bir (t) anında üstüste toplanarak *davranış büyüklüklerinin zamana göre değişimi* ve tasarımda esas alınmak üzere *maksimum değerleri* elde edilir. Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit ve farklı zemin koşulları nedeni ile değişken olması durumları için *Mod Toplama Yöntemi*'nin ayrıntıları **EK 4A**'de verilmiştir.

**4.4.2.3** – Modal hesap yöntemlerinde deprem etkisi kenar ve orta ayak temellerinden köprü taşıyıcı sistemine *sözde-statik* olarak "*statikmiş gibi*" aktarılır. Bu şekilde aktarılan sözde-statik deprem yerdeğiştirmeleri, deprem yer hareketinin köprü boyunca sabit olması durumunda rijit bir harekete karşı geldiğinden köprü taşıyıcı sisteminde herhangi bir şekildeğiştirme ve iç kuvvet meydana getirmezler. Ancak köprü boyunca deprem yer hareketinin değişken olması durumunda sözde-statik olarak aktarılan deprem yerdeğiştirmeleri, köprü taşıyıcı sistem elemanlarında *sözde-statik şekildeğiştirmeler ve iç kuvvetler* oluştururlar. Bu durum **EK 4A**'de gözönüne alınmıştır. Her iki durumda da deprem yerdeğiştirmeleri ile birlikte sözde-statik olarak aktarılan yer ivmeleri, köprü taşıyıcı sisteminin kütleleri ile eylemsizlik kuvvetleri



(deprem yükleri) oluşturur ve bu kuvvetler köprünün dinamik davranışı bağlamında *dinamik yerdeğiştirmeler, şekildeğiştirmeler ve iç kuvvetler* meydana getirirler.

#### 4.4.3. Doğrudan Entegrasyon Yöntemi

(a) Doğrusal hesabın zaman tanım alanında yapıldığı durumlarda 4.4.2.2’de belirtilen göre *Mod Toplama Yöntemi*’ne alternatif olarak, çok serbestlik dereceli *doğrusal* köprü taşıyıcı sistemine ait hareket denkleminin doğrudan *zaman tanım alanında entegrasyonu* ile de hesap yapılabilir.

(b) Bu yöntem, özellikle farklı zemin koşulları nedeni ile köprü boyunca deprem yer hareketinin değişken olması durumunda tercih edilebilir. Bu durumda köprü boyunca birbirinden farklı deprem etkileri, zamana bağlı yerdeğiştirmeler olarak kenar ayak ve orta ayak temellerine etki ettirilir (*yerdeğiştirme yüklemesi*). Köprü taşıyıcı sisteminin yerdeğiştirmeleri, deprem yer hareketini de içeren *toplam yerdeğiştirmeler* olarak hesaplanır. Bunlara bağlı olarak köprü taşıyıcı sisteminde oluşan *şekildeğiştirmeler ve iç kuvvetler* elde edilir.

#### 4.4.4. Tek Modlu Doğrusal Hesap

Deprem Tasarım Sınıfı  $DTS = 1$  dışında tek açıklı olmayan *basit köprüler*’de ( $KÖS=3$ ) yatayda tipik (X) deprem doğrultusundaki hakim titreşim moduna ait *toplam deprem yükü modal etkin kütle*  $m_{txH}^{(X)}$ ’nin (tanım için bkz.4A.1.4.3) toplam köprü kütle  $m_t$ ’ye oranının  $m_{txH}^{(X)} / m_t \geq 0.7$  olması koşulu ile, sadece hakim titreşim modu dikkate alınarak doğrusal deprem hesabı yapılabilir. Aynı durum (Y) deprem doğrultusu için de geçerlidir.

#### 4.4.5. Tek Açıklıklı Köprülerin Hesabı

Basit köprüler ( $KÖS=3$ ) kapsamındaki tek açıklıklı köprülerin doğrusal deprem hesabı, köprü kütlelerinin statik-eşdeğer deprem katsayısı  $k_h = 0.4 S_{DS}$  ile çarpımından oluşan statik-eşdeğer deprem yükleri esas alınarak yapılabilir.

### 4.5. BİRİNCİ AŞAMADA KÖPRÜ TAŞIYICI SİSTEM TASARIMI VE DAYANIMA GÖRE DEĞERLENDİRME

#### 4.5.1. Kapsam

Birinci aşamada yapılan deprem hesapları sonucunda köprü taşıyıcı sisteminde elde edilen iç kuvvetlere göre yapılacak tasarıma ilişkin kurallar ve dayanıma göre değerlendirme esasları bu kısımda verilmiştir. Bu aşamadaki tasarım, ikinci aşama için ön tasarım olarak alınacaktır.

#### 4.5.2. Birinci Aşamada Tasarım

(a) Deprem etkisi altında köprü taşıyıcı sistem elemanlarının birinci aşama için tasarımı, 4.2’de verilen yük katsayıları ve birleştirme kuralları ile 4.5.3 ve 4.5.4’te verilen *dayanıma göre değerlendirme kriterleri* dikkate alınarak “*taşıma gücü yaklaşımı*” ile yapılacaktır. Temellerin ön tasarımı 8.4’e göre yapılacaktır.

(b) 8.2’ye göre yapılacak betonarme kesit hesapları ile, minimum boyuna ve enine donatı koşulları dikkate alınarak, her bir kritik kesit için eksenel kuvvet etkisini de içeren “*eğilme momenti tasarım kapasitesi (dayanımı)*” ile “*kesme kuvveti tasarım kapasitesi (dayanımı)*” elde edilecektir.

(c) *Kesme kuvveti tasarım dayanımı*'nin hesabı, 8.2'de verilen tanımlar esas alınarak 5.6.5, 5.6.6 ve 5.6.7'ye göre yapılacak, betonun kesme kuvvetine katkısı için  $k_c$  katsayısı Denk.(5.14)'ten hesaplanacaktır.

#### 4.5.3. Birinci Aşamada Sünek Davranışa Sahip Elemanlar İçin Dayanıma Göre Değerlendirme

3.4.1'e göre, ikinci aşamada gözönüne alınacak şiddetli depremlerde sünek davranışa sahip olması öngörülen elemanlarda, 4.2'de verilen yük katsayıları ve birleştirme kurallarına göre birinci aşamada her bir kritik kesitte elde edilen “*eğilme momenti talebi (etkisi)*” ve “*kesme kuvveti talebi (etkisi)*” ile 4.5.2'de tanımlanan “*eğilme momenti tasarım kapasitesi (dayanımı)*” ve “*kesme kuvveti tasarım kapasitesi (dayanımı)*” arasında olması gereken ilişki aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

(a) Eksenel kuvvet etkisini de içeren eğilme momenti için aşağıda verilen dayanıma göre değerlendirme kriteri gözönüne alınacaktır:

$$\text{Talep (Etki) / Kapasite (Dayanım) Oranı} \leq 1 \quad (4.7)$$

(b) Kesme kuvveti için aşağıda verilen dayanıma göre değerlendirme kriteri gözönüne alınacaktır:

$$\text{Talep (Etki) / Kapasite (Dayanım) Oranı} \leq 2/3 \quad (4.8)$$

#### 4.5.4. Birinci Aşamada Sünek Olmayan Davranışa Sahip Elemanlar İçin Dayanıma Göre Değerlendirme

4.5.4.1 – 3.4.2'ye göre, ikinci aşamada gözönüne alınacak şiddetli depremlerde sünek davranışa sahip olması öngörülmemen ve birinci aşamada **Bölüm 8**'e göre ön tasarımı yapılacak olan tabliye, başlık kirişleri, mesnetler ve takozlar, temeller, kenar ayaklar vb. “*kapasite korunmalı elemanlar*”da, birinci aşamada tüm iç kuvvetler için sadece Denk.(4.8)'de verilen dayanıma göre değerlendirme kriteri gözönüne alınacaktır.

4.5.4.2 – Tanım olarak kapasite korunmalı eleman sınıfına girmekle birlikte, 3.4.3'e göre ikinci aşamada plastik davranış göstermesi önlenemeyen kompozit prekast kirişli – yerinde dökme plaklı köprülerin bağlantı plaklarında ve kazıklarda eksenel kuvvet etkisini de içeren eğilme momenti için Denk.(4.7)'de, kesme kuvveti için ise Denk.(4.8)'de verilen dayanıma göre değerlendirme kriteri gözönüne alınacaktır.

## EK 4A – MODAL HESAP YÖNTEMLERİ

### 4A.1. MODAL HESAP PARAMETRELERİ

#### 4A.1.1. Genel

**4A.1.1.1** – Aşağıda tanımlanan *modal hesap parametreleri*, deprem verisinden bağımsız olarak, köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit ve değişken olması durumları için, gözönüne alınan deprem doğrultusuna ve taşıyıcı sistemin serbest titreşim hesabından elde edilen bilgilere göre hesaplanan ve 4.4.2’de belirtilen her iki *modal hesap yöntemi*’nde de kullanılan büyüklüklere sahiptir.

**4A.1.1.2** – Modal hesap parametrelerinin tanımında gözönüne alınacak serbestlik dereceleri ve bunlara karşı gelen kütleler 4.3.8’de tanımlanmışlardır.

#### 4A.1.2. Serbest Titreşim Hesabı

Köprü taşıyıcı sistemin doğal titreşim periyotları ve doğal titreşim mod şekilleri, taşıyıcı sistemin rijitlik ve kütle dağılımına bağlı olarak *serbest titreşim hesabı*’ndan elde edilen modal büyüklüklere sahiptir. Hesap sonucunda her bir tipik n’inci doğal titreşim modu için doğal periyot  $T_n$  ile, her bir (j) düğüm noktasındaki serbestlik derecelerine karşı gelen mod şekli genlik bileşenleri  $\Phi_{jxn}$ ,  $\Phi_{jyn}$  ve  $\Phi_{jzn}$  elde edilir.

#### 4A.1.3. Modal Katkı Çarpanları

Gözönüne alınan tipik (X) deprem doğrultusu için, n’inci titreşim moduna ait *modal katkı çarpanı*, köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit ve değişken olması durumlarına göre aşağıda tanımlanmıştır. Diğer deprem doğrultuları (Y) ve (Z) için modal katkı çarpanları benzer şekilde ifade edilebilir.

**4A.1.3.1** – Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit olması durumunda tüm kenar ve orta ayak temellerine aynen etkiyen deprem yer hareketine ilişkin modal katkı çarpanı:

$$\Gamma_n^{(X)} = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{jxn}}{\sum_{j=1}^N (m_j \Phi_{jxn}^2 + m_j \Phi_{jyn}^2 + m_j \Phi_{jzn}^2)} \quad (4A.1)$$

**4A.1.3.2** – Köprü boyunca deprem yer hareketinin değişken olması durumunda herhangi bir k’inci kenar veya orta ayak temeline etkiyen deprem yer hareketine ilişkin modal katkı çarpanı:

$$\Gamma_n^{(X,k)} = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \bar{u}_{s,j}^{(X,k)} \Phi_{jxn}}{\sum_{j=1}^N (m_j \Phi_{jxn}^2 + m_j \Phi_{jyn}^2 + m_j \Phi_{jzn}^2)} \quad (4A.2)$$

Yukarıdaki bağıntıda  $\bar{u}_{s,j}^{(X,k)}$ , herhangi bir k’inci kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda statik olarak etki ettirilen birim yerdeğiştirmeden ( $u_g^{(X,k)} = 1$ ) köprünün j’inci

düğüm noktasında aynı doğrultuda meydana gelen *sözde-statik yerdeğiştirme*'yi göstermektedir (Bkz. 4.4.2.3).

#### 4A.1.4. Yeterli Titreşim Modu Sayısı

**4A.1.4.1** – Modal hesap yöntemlerinde, hesaba katılması gereken *yeterli titreşim modu sayısı*, YM, aşağıda deprem yer hareketinin köprü boyunca sabit olması durumu için tanımlanmıştır ve yaklaşık olarak deprem yer hareketinin köprü boyunca değişken olması durumu için de kullanılabilir.

**4A.1.4.2** – Yeterli titreşim modu sayısı, YM, yatay (X), (Y) ve gereği halinde düşey (Z) doğrultularındaki deprem yer hareketlerinin etkisi altında her bir mod için aynı doğrultularda hesaplanan *toplam deprem yükü modal etkin kütleleri*  $m_{txn}^{(X)}$ ,  $m_{ty n}^{(Y)}$  ve  $m_{tzn}^{(Z)}$ 'nin mod sayıları üzerinde ayrı ayrı toplamalarının köprü toplam kütlesi  $m_t$ 'nin %95'inden daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir:

$$\sum_{n=1}^{YM} m_{txn}^{(X)} \geq 0.95 m_t \quad ; \quad \sum_{n=1}^{YM} m_{ty n}^{(Y)} \geq 0.95 m_t \quad ; \quad \sum_{n=1}^{YM} m_{tzn}^{(Z)} \geq 0.95 m_t \quad (4A.3)$$

Ayrıca her bir doğrultuda katkısı %3'ten büyük olan bütün modlar gözönüne alınacaktır.

**4A.1.4.3** – n'inci titreşim modunda *toplam deprem yükü modal etkin kütleleri*  $m_{txn}^{(X)}$ ,  $m_{ty n}^{(Y)}$  ve  $m_{tzn}^{(Z)}$  aşağıdaki şekilde tanımlanırlar:

$$m_{txn}^{(X)} = \Gamma_n^{(X)} \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{jxn} \quad ; \quad m_{ty n}^{(Y)} = \Gamma_n^{(Y)} \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{jyn} \quad ; \quad m_{tzn}^{(Z)} = \Gamma_n^{(Z)} \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{jzn} \quad (4A.4)$$

## 4A.2. MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE DEPREM HESABI

### 4A.2.1. Genel

**4A.2.1.1** – Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit veya değişken olması durumlarını kapsamak üzere *Mod Birleştirme Yöntemi*, aşağıda (X) deprem doğrultusu için açıklanmıştır. (X)'e dik (Y) veya düşey (Z) deprem doğrultusu için de benzer şekilde hesap yapılacaktır.

**4A.2.1.2** – Yatay (X) ve (Y) ve düşey (Z) deprem doğrultuları için ayrı ayrı elde edilen maksimum davranış büyüklüklerine 4.2.2 ve 4.2.4'e göre *doğrultu birleştirmesi* uygulanacaktır.

### 4A.2.2. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Sabit Olması Durumu

Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit olması durumunda *Mod Birleştirme Yöntemi* aşağıdaki şekilde uygulanacaktır:

**4A.2.2.1** – Bu durumda deprem yer hareketinin sabit olduğu tüm kenar ve orta ayak temellerinden köprüye statikmiş gibi aktarılan sözde-statik deprem yerdeğiştirmeleri köprüde sadece rijit bir hareket meydana getireceğinden herhangi bir şekildeğiştirme ve iç kuvvet oluşturmazlar. Sözde-statik olarak aktarılan deprem ivmelerinin tanımladığı deprem yüklerinden meydana gelen *dinamik* davranış büyüklükleri ise aşağıdaki şekilde hesaplanırlar.

**4A.2.2.2** – Verilen (X) deprem doğrultusu için tipik bir n’inci titreşim modunda, herhangi bir (j) düğüm noktasındaki serbestlik derecelerine karşı gelen maksimum modal deprem yükü bileşenleri aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$f_{jxn,max}^{(X)} = m_{jxn}^{(X)} S_{aen}^{(X)} \quad ; \quad f_{jyn,max}^{(X)} = m_{jyn}^{(X)} S_{aen}^{(X)} \quad ; \quad f_{jzn,max}^{(X)} = m_{jzn}^{(X)} S_{aen}^{(X)} \quad (4A.5)$$

Bu bağıntılarda  $m_{jxn}^{(X)}$ ,  $m_{jyn}^{(X)}$  ve  $m_{jzn}^{(X)}$ , (j) düğüm noktasında ilgili doğrultularda tanımlanan deprem yüklerine karşı gelen modal etkin kütleleri gösterirler ve aşağıdaki şekilde tanımlanırlar:

$$m_{jxn}^{(X)} = m_j \Phi_{jxn} \Gamma_n^{(X)} \quad ; \quad m_{jyn}^{(X)} = m_j \Phi_{jyn} \Gamma_n^{(X)} \quad ; \quad m_{jzn}^{(X)} = m_j \Phi_{jzn} \Gamma_n^{(X)} \quad (4A.6)$$

Burada  $\Gamma_n^{(X)}$  köprü boyunca sabit deprem yer hareketi için **Denk.(4A.1)**’de tanımlanan modal katkı çarpanını,  $S_{aen}^{(X)}$  ise n’inci doğal titreşim modu için **2.3.4.1**’de (X) deprem doğrultusunda tanımlanan *tasarım spektral ivmesi*’ni göstermektedir.

**4A.2.2.3** – n’inci doğal titreşim modunda herhangi bir davranış büyüklüğüne (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni) karşı gelen jenerik *maksimum modal davranış büyüklüğü*  $r_{n,max}^{(X)}$ , **Denk.(4A.7)** ile hesaplanabilir:

$$r_{n,max}^{(X)} = \bar{r}_n^{(X)} S_{aen}^{(X)} \quad (4A.7)$$

Burada  $\bar{r}_n^{(X)}$ , **Denk.(4A.6)**’da tanımlanan  $m_{jxn}^{(X)}$ ,  $m_{jyn}^{(X)}$  ve  $m_{jzn}^{(X)}$  modal etkin kütlelerinin fiktif yükler olarak köprü taşıyıcı sistemine statik olarak etki ettirilmesi ile elde edilen jenerik davranış büyüklüğünü göstermektedir.

**4A.2.2.4** – Davranış büyüklüklerinin *her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere*, her bir titreşim modunda *dinamik jenerik davranış büyüklükleri* için **4A.2.2.3**’e göre hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum modal katkılar, *Tam Karesel Birleştirme (TKB) Kuralı* ile birleştirilir:

$$r_{max}^{(X)} = r_{d,max}^{(X)} = \sqrt{\sum_{m=1}^{YM} \sum_{n=1}^{YM} r_{m,max}^{(X)} \rho_{mn} r_{n,max}^{(X)}} \quad (4A.8)$$

Burada  $r_{m,max}^{(X)}$  ve  $r_{n,max}^{(X)}$ , tipik m’inci ve n’inci titreşim modları için hesaplanan *maksimum modal davranış büyüklükleri*’ni,  $\rho_{mn}$  ise bu modlara ilişkin *çapraz korelasyon katsayısı*’nı göstermektedir:

$$\rho_{mn} = \frac{8\xi^2 (1+\beta_{mn}) \beta_{mn}^{3/2}}{(1-\beta_{mn}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{mn} (1+\beta_{mn})^2} \quad ; \quad \beta_{mn} = \frac{T_m}{T_n} \quad (4A.9)$$

Burada  $\beta_{mn}$ , gözönüne alınan m’inci ve n’inci doğal titreşim periyotlarının oranını,  $\xi$  ise bütün modlarda eşit olarak alınan modal sönüm oranını göstermektedir.

### 4A.2.3. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Değişken Olması Durumu

Zemin koşulları nedeni ile köprü boyunca deprem yer hareketinin değişken olması durumunda *Mod Birleştirme Yöntemi* aşağıdaki şekilde uygulanacaktır:

**4A.2.3.1** – Herhangi bir k’ncı kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketi için köprü davranış büyüklüklerinin birinci kısmı, sözde-statik olarak köprüye aktarılan deprem yerdeğiştirmesinin etkisi ile köprüde meydana gelen maksimum *sözde-statik davranış büyüklükleri*’dir. Bu maksimum büyüklükler, k’ncı ayak temeline (X) doğrultusunda statik olarak etki ettirilen birim yerdeğiştirmeden hesaplanan jenerik davranış büyüklüğü  $\bar{r}_s^{(X,k)}$  ile k’ncı ayak temeline etkiyen maksimum deprem yerdeğiştirmesinin çarpımından elde edilirler:

$$r_{s,max}^{(X,k)} = \bar{r}_s^{(X,k)} S_{de}^{(X,k)} (T_L) \quad (4A.10)$$

**Denk.(4A.10)**’da k’ncı ayak temeline etkiyen maksimum deprem yerdeğiştirmesi olarak, aynı ayak için **2.3.4.2**’ye göre tanımlanan tasarım yerdeğiştirme spektrumunun sabit yerdeğiştirme bölgesindeki ordinatı alınmıştır (Bkz. **Şekil 2.2**).

**4A.2.3.2** – Her bir ayaktaki deprem yer hareketi için elde edilen maksimum sözde-statik davranış büyüklükleri, tüm ayaklardaki yer hareketleri için aşağıdaki şekilde birleştirilir:

$$r_{s,max}^{(X)} = \sqrt{\sum_{k=1}^{AS} \left( r_{s,max}^{(X,k)} \right)^2} \quad (4A.11)$$

**4A.2.3.3** – Herhangi bir k’ncı kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketi için köprü davranış büyüklüklerinin ikinci kısmı, köprüye sözde-statik olarak aktarılan deprem ivmesinin tanımladığı deprem yüklerinden meydana gelen *dinamik davranış büyüklükleri*dir. Bu büyüklüklerin hesabı aşağıda açıklanmıştır.

**4A.2.3.4** – Herhangi bir k’ncı kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer ivmesi için tipik bir n’inci titreşim modunda, (j) düğüm noktasındaki serbestlik derecelerine karşı gelen maksimum modal deprem yükü bileşenleri aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$f_{jxn,max}^{(X,k)} = m_{jxn}^{(X,k)} S_{aen}^{(X,k)} \quad ; \quad f_{jyn,max}^{(X,k)} = m_{jyn}^{(X,k)} S_{aen}^{(X,k)} \quad ; \quad f_{jzn,max}^{(X,k)} = m_{jzn}^{(X,k)} S_{aen}^{(X,k)} \quad (4A.12)$$

Bu bağıntılarda  $m_{jxn}^{(X,k)}$ ,  $m_{jyn}^{(X,k)}$  ve  $m_{jzn}^{(X,k)}$ , k’ncı kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer ivmesi için (j) düğüm noktasında ilgili doğrultularda tanımlanan deprem yüklerine karşı gelen modal etkin kütleleri gösterirler ve aşağıdaki şekilde tanımlanırlar:

$$m_{jxn}^{(X,k)} = m_j \Phi_{jxn} \Gamma_n^{(X,k)} \quad ; \quad m_{jyn}^{(X,k)} = m_j \Phi_{jyn} \Gamma_n^{(X,k)} \quad ; \quad m_{jzn}^{(X,k)} = m_j \Phi_{jzn} \Gamma_n^{(X,k)} \quad (4A.13)$$

Burada, **Denk.(4A.5)** ve **Denk.(4A.6)**’dan farklı olarak  $\Gamma_n^{(X,k)}$  ve  $S_{aen}^{(X,k)}$ , sırası ile, köprü boyunca değışken deprem yer hareketi kapsamında k’ncı temelde tanımlanan deprem yer ivmesi için **Denk.(4A.2)**’de verilen *modal katkı çarpanı*’nı ve **2.3.4.1**’de verilen *tasarım spektral ivmesi*’ni göstermektedir.

**4A.2.3.5** – Herhangi bir k’ncı kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketi için n’inci doğal titreşim modunda jenerik *maksimum modal dinamik davranış büyüklüğü*  $r_{n,max}^{(X,k)}$ , **Denk.(4A.14)** ile hesaplanabilir:

$$r_{n,max}^{(X,k)} = \bar{r}_n^{(X,k)} S_{aen}^{(X,k)} \quad (4A.14)$$

Burada  $\bar{r}_n^{(X,k)}$ , **Denk.(4A.13)**’te tanımlanan  $m_{jxn}^{(X,k)}$ ,  $m_{jyn}^{(X,k)}$  ve  $m_{jzn}^{(X,k)}$  modal etkin kütlelerinin fiktif yükler olarak köprü taşıyıcı sistemine statik olarak etki ettirilmesi ile elde edilen jenerik davranış büyüklüğünü göstermektedir.

**4A.2.3.6** – Dinamik davranış büyüklüklerinin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her bir ayak temelindeki deprem yer hareketi ve her bir titreşim modunda **Denk.(4A.14)**'e göre hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum modal katkılar, *Tam Karesel Birleştirme (TKB) Kuralı* ile birleştirilir:

$$r_{d,max}^{(X)} = \sqrt{\sum_{k=1}^{AS} \sum_{m=1}^{YM} \sum_{n=1}^{YM} r_{m,max}^{(X,k)} \rho_{mn} r_{n,max}^{(X,k)}} \quad (4A.15)$$

Burada  $r_{d,max}^{(X)}$  birleştirilmiş *maksimum dinamik davranış büyüklüğü*'nü, AS ise orta ayak ve kenar ayakların toplamı olarak ayak sayısını göstermektedir.

**4A.2.3.7** – Son adımda **Denk.(4A.11)** ile elde edilen *maksimum sözde-statik davranış büyüklüğü*  $r_{s,max}^{(X)}$  ve **Denk.(4A.15)** ile elde edilen *maksimum dinamik davranış büyüklüğü*  $r_{d,max}^{(X)}$  aşağıdaki şekilde birleştirilerek, köprü boyunca deprem yer hareketinin değişken olması durumu için maksimum davranış büyüklüklerinin nihai değerleri elde edilir:

$$r_{max}^{(X)} = \sqrt{\left(r_{s,max}^{(X)}\right)^2 + \left(r_{d,max}^{(X)}\right)^2} \quad (4A.16)$$

### 4A.3. MOD TOPLAMA YÖNTEMİ İLE DEPREM HESABI

#### 4A.3.1. Genel

**4A.3.1.1** – Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit veya değişken olması durumlarını kapsamak üzere *Mod Toplama Yöntemi*, aşağıda (X) deprem doğrultusu için açıklanmıştır. (X)'e dik (Y) veya düşey (Z) deprem doğrultusu için de benzer şekilde hesap yapılabilir.

**4A.3.1.2** – Yatay (X), (Y) ve düşey (Z) deprem doğrultuları için ayrı ayrı elde edilen davranış büyüklükleri her (t) anında üstüste toplanarak üç boyutlu deprem davranışı elde edilebilir.

**4A.3.1.3** – Zaman tanım alanında *Mod Toplama Yöntemi* ile yapılacak doğrusal hesaplarda en az 7 deprem yer hareketi kullanılacaktır. Hesaplarda kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi ve ölçeklendirilmesi 2.5'e göre yapılacaktır. Davranış büyüklükleri, yapılan en az 7 hesabın her birinden elde edilecek sonuçların en büyük mutlak değerlerinin ortalaması olarak bulunacaktır.

#### 4A.3.2. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Sabit Olması Durumu

Köprü boyunca deprem yer hareketinin sabit olması durumunda *Mod Toplama Yöntemi* aşağıdaki şekilde uygulanacaktır:

**4A.3.2.1** – Bu durumda, **4A.2.2.1**'de belirtildiği üzere, sözde-statik olarak aktarılan deprem ivmelerinin tanımladığı deprem yüklerinden meydana gelen *dinamik* davranış büyüklükleri aşağıdaki şekilde hesaplanırlar.

**4A.3.2.2** – Verilen (X) deprem doğrultusu için tipik bir n'inci titreşim modunda, herhangi bir davranış büyüklüğüne (yapısal yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet bileşeni) karşı gelen tipik *modal davranış büyüklüğü*'nün zamana göre değişimi  $r_n^{(X)}(t)$ , **Denk.(4A.17)** ile hesaplanır:

$$r_n^{(X)}(t) = \bar{r}_n^{(X)} a_n^{(X)}(t) \quad (4A.17)$$

Burada  $\bar{r}_n^{(X)}$ , 4A.2.2.3'te belirtildiği gibi, Denk.(4A.6)'da tanımlanan  $m_{jxn}^{(X)}$ ,  $m_{jyn}^{(X)}$  ve  $m_{jzn}^{(X)}$  modal etkin kütlelerinin fiktif yükler olarak köprü taşıyıcı sistemine statik olarak etki ettirilmesi ile elde edilen jenerik davranış büyüklüğünü göstermektedir.  $a_n^{(X)}(t)$  ise n'inci titreşim modu için aşağıda Denk.(4A.18)'de zamana bağlı olarak tanımlanan *modal sözde-ivme*'ye karşı gelmektedir.

$$a_n^{(X)}(t) = \omega_n^2 d_n^{(X)}(t) \quad ; \quad \omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (4A.18)$$

Burada  $\omega_n$ , tipik n'inci titreşim modunun doğal açısal frekansını,  $d_n^{(X)}(t)$  ise aşağıda hesaplanan *modal yerdeğiştirme*'yi göstermektedir.

4A.3.2.3 – Denk.(4A.18)'de yer alan *modal yerdeğiştirme*,  $d_n^{(X)}(t)$ , (X) doğrultusundaki deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci moda ait *modal tek serbestlik dereceli sistem*'in Denk.(4A.19)'da verilen hareket denkleminin zaman tanım alanında doğrusal çözümünden elde edilir:

$$\ddot{d}_n^{(X)}(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{d}_n^{(X)}(t) + \omega_n^2 d_n^{(X)}(t) = -\ddot{u}_g^{(X)}(t) \quad (4A.19)$$

Burada  $\ddot{u}_g^{(X)}(t)$  (X) deprem doğrultusunda tanımlanan deprem yer ivmesini,  $\dot{d}_n^{(X)}(t)$  ve  $d_n^{(X)}(t)$  n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı *doğrusal modal hız ve ivme*'yi,  $\xi_n$  ise modal sönüm oranını göstermektedir. Hareket denkleminin entegrasyonunda esas alınacak zaman artımı  $T_n/10$ 'dan büyük olmayacaktır.

4A.3.2.4 – (X) doğrultusunda tanımlanan depremin etkisi altında jenerik dinamik davranış büyüklüğünün zamana göre değişimi,  $r^{(X)}(t)$ , her bir titreşim modu için Denk.(4A.17) ile hesaplanan eşzamanlı modal katkıların her (t) anı için doğrudan toplanması ile elde edilir:

$$r^{(X)}(t) = r_d^{(X)}(t) = \sum_{n=1}^{YM} r_n^{(X)}(t) \quad (4A.20)$$

#### 4A.3.3. Köprü Boyunca Deprem Yer Hareketinin Değişken Olması Durumu

Zemin koşulları nedeni ile köprü boyunca deprem yer hareketinin değişken olması durumunda *Mod Toplama Yöntemi* aşağıdaki şekilde uygulanacaktır:

4A.3.3.1 – Herhangi bir k'nci kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketi için köprü davranış büyüklüklerinin birinci kısmı, sözde-statik olarak köprüye aktarılan deprem yerdeğiştirmesinin etkisi ile köprüde meydana gelen zamana bağlı *sözde-statik davranış büyüklükleri*'dir. Bu büyüklükler, k'nci ayak temeline (X) doğrultusunda statik olarak etki ettirilen birim yerdeğiştirmeden hesaplanan jenerik davranış büyüklüğü  $\bar{r}_s^{(X,k)}$  ile k'nci ayak temeline etkiyen zamana bağlı deprem yerdeğiştirmesi  $u_g^{(X,k)}(t)$ 'nin çarpımından elde edilirler:

$$r_s^{(X,k)}(t) = \bar{r}_s^{(X,k)} u_g^{(X,k)}(t) \quad (4A.21)$$

4A.3.3.2 – Denk.(4A.21) ile her bir k'nci ayaktaki deprem yer hareketi için zaman tanım alanında elde edilen sözde-statik davranış büyüklükleri, tüm ayaklardaki yer hareketleri için aşağıdaki şekilde birleştirilir:



$$r_s^{(X)}(t) = \sum_{k=1}^{AS} r_s^{(X,k)}(t) \quad (4A.22)$$

**4A.3.3.3** – Herhangi bir k'inci kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketi için köprü davranış büyüklüklerinin ikinci kısmı, sözde-statik olarak aktarılan deprem ivmesinin tanımladığı deprem yüklerinden meydana gelen *dinamik* davranış büyüklükleridir. Bu büyüklüklerin hesabı aşağıda açıklanmıştır.

**4A.3.3.4** – k'inci kenar veya orta ayak temeline (X) doğrultusunda etkiyen deprem yer hareketi için, n'inci doğal titreşim modundaki jenerik *modal dinamik davranış büyüklüğü*'nün zamana göre değişimi  $r_n^{(X)}(t)$ , **Denk.(4A.23)** ile hesaplanabilir:

$$r_n^{(X,k)}(t) = \bar{r}_n^{(X,k)} a_n^{(X,k)}(t) \quad (4A.23)$$

Burada  $\bar{r}_n^{(X,k)}$ , **4A.2.3.5**'te belirtildiği gibi, **Denk.(4A.13)**'te tanımlanan  $m_{jxn}^{(X,k)}$ ,  $m_{jyn}^{(X,k)}$  ve  $m_{jzn}^{(X,k)}$  modal etkin kütlelerinin fiktif yükler olarak köprü taşıyıcı sistemine statik olarak etki ettirilmesi ile elde edilen jenerik davranış büyüklüğünü göstermektedir.  $a_n^{(X,k)}(t)$  ise n'inci titreşim modu için aşağıda tanımlanan *modal sözde-ivme*'ye karşı gelmektedir.

$$a_n^{(X,k)}(t) = \omega_n^2 d_n^{(X,k)}(t) \quad ; \quad \omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (4A.24)$$

**4A.3.3.5** – **Denk.(4A.24)**'te yer alan *modal yerdeğiştirme*,  $d_n^{(X,k)}(t)$ , k'inci kenar veya orta ayak temelinde (X) doğrultusundaki tanımlanan deprem yer hareketinin etkisi altında n'inci moda ait *modal tek serbestlik dereceli sistem*'in **Denk.(4A.25)**'te verilen hareket denkleminin zaman tanım alanında doğrusal çözümünden elde edilir:

$$\ddot{d}_n^{(X,k)}(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{d}_n^{(X,k)}(t) + \omega_n^2 d_n^{(X,k)}(t) = -\ddot{u}_g^{(X,k)}(t) \quad (4A.25)$$

Burada  $\ddot{u}_g^{(X,k)}(t)$  k'inci kenar veya orta ayak temelinde (X) deprem doğrultusunda tanımlanan deprem yer ivmesini,  $\dot{d}_n^{(X,k)}(t)$  ve  $d_n^{(X,k)}(t)$  n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı *modal hız ve ivme*'yi,  $\xi_n$  ise modal sönüm oranını göstermektedir. Hesapta esas alınacak zaman artımı  $T_n/10$ 'dan büyük olmayacaktır.

**4A.3.3.6** – Jenerik dinamik davranış büyüklüğü, her bir ayak temelindeki deprem yer hareketi ve her bir titreşim modu için **Denk.(4A.23)** ile hesaplanan eşzamanlı modal katkıların her (t) anı için doğrudan toplanması ile elde edilir:

$$r_d^{(X)}(t) = \sum_{k=1}^{AS} \sum_{n=1}^{YM} r_n^{(X,k)}(t) \quad (4A.26)$$

Burada  $r_d^{(X)}(t)$  jenerik *dinamik davranış büyüklüğü*'nün zamana göre değişimini, AS ise orta ayak ve kenar ayakların toplamı olarak ayak sayısını göstermektedir.

**4A.3.3.7** – Son adımda **Denk.(4A.22)** ile elde edilen *sözde-statik davranış büyüklüğü*  $r_s^{(X)}(t)$  ve **Denk.(4A.26)** ile elde edilen *dinamik davranış büyüklüğü*  $r_d^{(X)}(t)$  zaman tanım alanında

doğrudan birleştirilerek, köprü boyunca deprem yer hareketinin değişken olması durumu için zamana bağlı davranış büyüklüklerinin nihai değerleri elde edilir:

$$r^{(X)}(t) = r_s^{(X)}(t) + r_d^{(X)}(t) \quad (4A.27)$$

TASLAK

## BÖLÜM 5 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜLERİN İKİNCİ AŞAMA HESAP – DEĞERLENDİRME – TASARIM KURALLARI

### 5.1. AMAÇ VE KAPSAM

**5.1.1** – Bu bölümün amacı, standart köprülerin kendi servis ömürleri boyunca maruz kalma olasılığı çok düşük olan ve *göz önüne alınan en büyük deprem* olarak adlandırılan çok seyrek oluşumlu DD-1 deprem yer hareketinin etkisi altında KÖS = 1 olan önemli köprülerde *Kontrollü Hasar (KH) Performans Hedefi*'nin, KÖS = 2 olan normal köprülerde ise *Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Hedefi*'nin sağlanması için yapılacak ikinci aşama hesap, değerlendirme ve tasarım kurallarını açıklamaktır. KÖS = 1,2 ve DTS = 4 olan köprüler ile KÖS = 3 olan tüm köprülerde ikinci aşamanın uygulanması gerekli değildir.

**5.1.2** – **Bölüm 4**'e göre birinci aşama için yapılan tasarım, ikinci aşamada ön tasarım olarak gözönüne alınacaktır.

**5.1.3** – İkinci aşamada deprem hesabı, **3.8.3**'te verilen **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4**'te gösterildiği üzere, YÖNTEM 2.1, YÖNTEM 2.2 veya YÖNTEM 2.3 olarak adlandırılan yöntemlerle yapılacaktır.

**5.1.4** – **5.1.3**'te belirtilen bütün yöntemlerde değerlendirme ve tasarım için *Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım* yaklaşımı uygulanacaktır. Bu kapsamda;

(a) **3.4.1**'e göre sünek davranışın öngörüldüğü elemanlarda hesaptan edilen şekildeğiştirme taleplerinin, bu bölümde tanımlanan şekildeğiştirme kapasitelerini aşmadığı gösterilecektir.

(b) **3.4.2**'ye göre sünek davranışın öngörülmediği kapasite korunmalı elemanlarda ise hesaptan edilen iç kuvvet taleplerinin, bu bölümde tanımlanan iç kuvvet kapasitelerini aşmadığı gösterilecektir.

### 5.2. DEPREM ETKİSİNİN TANIMLANMASI VE DİĞER ETKİLERLE BİRLEŞTİRİLMESİ

#### 5.2.1. Yatay Deprem Etkisi

İkinci aşamada yapılacak deprem hesabında deprem verisi aşağıda belirtildiği şekilde gözönüne alınacaktır.

**5.2.1.1** – Ayrıntıları **5.5.3** ve **EK 5D**'de açıklanan YÖNTEM 2.1'de:

(a) Temelleri kazıklı olmayan köprülerde gözönüne alınacak deprem verisi, **2.3.4** veya **2.4**'te verilen *yatay elastik tasarım ivme spektrumu* veya bu spektrum esas alınarak **2.5**'e göre seçilerek ölçeklendirilen veya dönüştürülen *deprem yer hareketleri*'dir.

(b) ZD, ZE ve ZF sınıfı zeminlerde temelleri kazıklı olan köprülerde kazık başlığının altında gözönüne alınacak deprem verisi, **7.4.1**'e göre yapılacak *kinematik etkileşim* hesabı ile zaman tanım alanında elde edilen *etkin temel hareketi* veya buna bağlı olarak tanımlanan *etkin temel tasarım ivme spektrumu*'dur.

**5.2.1.2** – Ayrıntıları **5.5.4** ile **EK 5E** ve **EK 5F**'de açıklanan YÖNTEM 2.2'de:

(a) Temelleri kazıklı olmayan köprülerde gözönüne alınacak deprem verisi, **2.3.4** veya **2.4**'te verilen *yatay elastik tasarım ivme spektrumu*'dur.

(b) ZD, ZE ve ZF sınıfı zeminlerde temelleri kazıklı olan köprülerde kazık başlığının altında gözönüne alınacak deprem verisi, 7.4.1'e göre yapılacak *kinematik etkileşim* hesabı ile elde edilen *etkin temel tasarım ivme spektrumu*'dur.

**5.2.1.3** – Ayrıntıları 5.5.5'te açıklanan YÖNTEM 2.3'te:

(a) Temelleri kazıklı olmayan köprülerde gözönüne alınacak deprem verisi, 2.3.4 veya 2.4'te verilen *yatay elastik tasarım ivme spektrumu* esas alınarak 2.5'e göre seçilen ve ölçeklendirilen veya dönüştürülen *deprem yer hareketleri*'dir.

(b) ZD, ZE ve ZF sınıfı zeminlerde temelleri kazıklı olan köprülerde gözönüne alınacak deprem verisi, 7.2.2 ve 6.6'ya göre *serbest zemin davranış hesabı* ile zaman tanım alanında kazık boyunca elde edilen deprem yerdeğiştirmeleridir.

(c) 7.5.5'te belirtilen alternatif ortak sistem etkileşim modeli ile yapılacak hesaplarda gözönüne alınacak deprem verisi, mühendislik kayası'nda tanımlanmak üzere 2.5'e göre seçilen ve ölçeklendirilen veya dönüştürülen *deprem yer hareketleri*'dir.

### 5.2.2. Düşey Deprem Etkisi

Düşey deprem etkisi, KÖS = 1,2 ve DTS = 1,2 olan köprülerde herhangi bir açıklığın 80 m'den fazla olması durumunda 2.3.5'te tanımlanan düşey elastik tasarım spektrumu veya bu spektrum esas alınarak 2.5'e göre seçilen ve ölçeklendirilen veya dönüştürülen *deprem yer hareketleri* olarak tanımlanacaktır.

### 5.2.3. Deprem Etkisinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi

**5.2.3.1** – Deprem etkisinin diğer etkilerle birleştirilmesi, ikinci aşamadaki hesapta YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2'nin kullanılması durumlarında 4.2.2 ve 4.2.3'e göre yapılacaktır.

**5.2.3.2** – İkinci aşamadaki hesapta YÖNTEM 2.3'ün kullanılması durumunda zaman tanım alanında yapılan hesapta yatayda birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularındaki deprem bileşenleri 2.5'e göre birlikte eş zamanlı olarak tanımlandığından, birleştirilmiş yatay deprem etkisi bu hesap sonucunda doğrudan elde edilmektedir.

**5.2.3.3** – YÖNTEM 2.3 kapsamında *doğrusal olmayan hesap yöntemi* ile yapılacak deprem hesabından önce, düşey yüklerin taşıyıcı sisteme *artımsal* olarak uygulandığı bir *doğrusal olmayan statik hesap* yapılacaktır. Bu hesaptan elde edilen iç kuvvetler ve şekildeğiştirmeler yatay deprem hesabında başlangıç değerleri olarak gözönüne alınacaktır. Bu hesap sonucunda doğrusal olmayan şekildeğiştirmelere izin verilmez. Aksi durumda ön tasarımın tekrarlanması gereklidir.

**5.2.3.4** – Düşey depremin etkisi bütün yöntemlerde **Denk.(4.2)** ve **Denk.(4.3)**'e göre gözönüne alınacaktır.

## 5.3. DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞ MODELLERİ

### 5.3.1. Yığılı Plastik Davranış Modeli

**5.3.1.1** – Çubuk sonlu elemanlar'la modellenen orta ayak kolonlarında ve **4.3.3.3**'teki geometrik koşulu sağlayan perde ayaklarda doğrusal olmayan davranış modeli olarak *Yığılı Plastik Davranış (Plastik Mafsalsal) Modeli* kullanılabilir.

**5.3.1.2** – *Yığılı Plastik Davranış Modeli*'nde eğilme momentinin *plastik moment kapasitesi*'ne eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin yayılışı sabit olarak varsayılır. Orta ayaklarda *plastik mafsalsal boyu* olarak adlandırılan *plastik şekil değiştirme bölgesi*'nin uzunluğu **5.4**'te tanımlanmıştır. Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden *plastik mafsalsal* bu bölgenin ortasında gözönüne alınacaktır.

**5.3.1.3** – Kazıklarda plastik mafsallar, kazık başlığının hemen altına ve ayrıca kazık boyunca boyunca uygun aralıklarla yerleştirileceklerdir. Özellikle **7.1.2**'de tanımlanan kinematik etkileşim nedeni ile zemin tabakalarının rijitlik ve dayanım bakımından ani değişimler gösterdiği derinliklerde plastik mafsalların oluşabileceği dikkate alınmalıdır.

**5.3.1.4** – Ayaklar ve kazıklar dışında plastik mafsallar, **3.4.3(a)**, **3.4.3(b)**'de belirtilen ve kapasite korunumlu elemanlar olarak tanımlanmalarına rağmen plastik davranış göstermeleri önlenemeyen elemanlarda da kullanılabilir.

**5.3.1.5** – Sünek tasarımın gereği olarak plastik mafsalsal oluşumunun öngörüldüğü orta ayaklar ve plastik davranışın önlenemediği **5.3.1.4**'teki durumlar dışında, **3.4.2**'de belirtilen *kapasite korunumlu elemanlar*'da da plastikleşmenin gerçekleşmediğinden emin olmak amacı ile *pasif plastik mafsallar* kullanılabilir.

**5.3.1.6** – Betonarme plastik mafsalların modellenmesine ilişkin kurallar **5.4**'te verilmiştir.

### 5.3.2. Yayılı Plastik Davranış Modelleri

**5.3.2.1** – YÖNTEM 2.3 kapsamında orta ayak kolonlarında, perde ayaklarda ve **3.4.3(a)**'da belirtilen tabliye elemanlarında doğrusal olmayan davranış modeli olarak *yayıllı plastik davranış modelleri* de kullanılabilir.

**5.3.2.2** – Kesit içinde betonun yeteri kadar küçük hücrelerle, çelik donatı çubuklarının ise tekil veya gruplar halinde modellendiği ve her bir hücrede doğrusal olmayan eksenel gerilme-birim şekil değiştirme bağıntılarının çevrimsel olarak gözönüne alınabildiği *kesit hücresi (lif)* modeli, uygulamada en yaygın kullanılan yayılı plastik davranış modelidir.

**5.3.2.3** – Köprülerde yayılı plastik davranış modelleri, genellikle plastik şekil değiştirmelerin sabit olarak yayıldığı kabul edildiği sonlu uzunluktaki uç bölgelerinde (*plastik şekil değiştirme bölgeleri*) kullanılmaktadır. Ancak istenirse elemanın tüm uzunluğu boyunca doğrusal olmayan şekil değiştirmeleri sürekli biçimde elde etmek için de kullanılabilir.

**5.3.2.4** – YÖNTEM 2.3 kapsamında zaman tanım alanında yapılacak *doğrusal olmayan* deprem hesabında *beton ve donatı çeliği lifleri* için çevrimsel davranış modeli olarak, genel kabul görmüş modeller kullanılacaktır.

**5.3.2.5** – Yayılı plastik davranışın modellenmesine ilişkin kurallar **5.4**'te verilmiştir.

## 5.4. İKİNCİ AŞAMADA KÖPRÜ TAŞIYICI SİSTEMLERİNİN MODELLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR

### 5.4.1. Genel Modelleme Kuralları

5.4.1.1 – Köprü taşıyıcı sistemleri daima *üç boyutlu* olarak modellenecektir.

5.4.1.2 – *Birbirine dik iki yatay* doğrultudaki deprem etkisi daima gözönüne alınacaktır.

5.4.1.3 – Doğrusal sönüm oranı, aksi belirtilmedikçe, %5 alınacaktır.

5.4.1.4 – Eksenel kuvvetlerin şekildeğiştirmiş taşıyıcı sistemde meydana getirdiği *ikinci mertebe etkileri* gözönüne alınacaktır.

5.4.1.5 – İkinci aşama için yapılacak modelleme ve hesaplar kapsamında;

(a) Kesitin eğilme dayanımı hesaplarında esas alınacak beton ve donatı çeliğinin *beklenen (ortalama) dayanımları*  $f_{ce}$  ve  $f_{ye}$  aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$f_{ce} = 1.3f_{ck} \quad ; \quad f_{ye} = 1.2f_{yk} \quad (5.1)$$

(b) Kesme dayanımı hesabında beton ve donatı çeliğinin karakteristik dayanımları esas alınacaktır.

5.4.1.6 – Mevcut köprülerin modellenmesinde ise beton ve donatı çeliğinin yerinde alınan numuneler üzerinde yapılan deneylerle tanımlanan *ortalama mevcut dayanımları* esas alınacaktır.

5.4.1.7 – Sargılı / sargısız beton ve donatı çeliği için doğrusal olmayan gerilme – birim şekildeğiştirme bağıntıları **EK 5A**'da verilmiştir.

5.4.1.7 – Betonarme kesitlerde etkin kesit eğilme rijitliği, etkin akma momenti ve etkin akma yüzeyine ilişkin açıklamalar **EK 5B**'de verilmiştir.

### 5.4.2. Tabliyelerin Modellenmesi

5.4.2.1 – İkinci aşamada tabliyelerin modellenmesinde, aşağıdakiler dışında **4.3.2**'de birinci aşama için verilen kurallar geçerlidir.

5.4.2.2 – Tabliyelerin çubuk sonlu elemanlarla olarak modellenmesi durumunda, **5.4.2.3(a)**'da tanımlanan bağlantı plağı eğilme rijitliği dışında, *etkin kesit rijitlikleri* olarak eğilme ve kesme davranışına karşı gelen brüt kesit rijitliklerinin %50'si kullanılacaktır. Eksenel davranış için brüt rijitlikte azaltma yapılmayacaktır.

5.4.2.3 – Tabliyelerin çubuk sonlu elemanlarla olarak modellenmesi ve kompozit prekast kirişli – yerinde dökme plaklı köprü tabliyelerinin bağlantı plaklarında **5.3.1**'de tanımlanan yığılı plastik davranış (plastik mafsal) modelinin kullanılması durumunda

(a) Boyu **4.3.2.3**'e göre uzatılan bağlantı plağında enine ve boyuna doğrultulardaki eğilme etkileri için etkin kesit rijitlikleri **EK 5B**'ye göre hesaplanacaktır.

(b) Enine ve boyuna doğrultulardaki deprem etkileri altında, boyu **4.3.2.3**'e göre uzatılan bağlantı plağının her iki ucuna birer plastik mafsal yerleştirilecektir. Her iki doğrultuda plastik

mafsalların *etkin akma momentleri (plastik moment kapasiteleri)*, **EK 5A**'da verilen beton ve donatı çeliği özellikleri esas alınarak **EK 5B**'ye göre hesaplanacaktır. Her bir plastik mafsal için *plastik mafsal boyu*  $L_p$  [mm] **Denk.(5.2)** ile belirlenecektir.

$$L_p = 0.5 L_b + 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (5.2)$$

Burada  $L_b$  bağlantı plağının **4.3.2.3**'te tanımlanan uzatılmış boyunu [mm],  $f_{ye}$  donatı çeliğinin beklenen (ortalama) akma gerilmesini [MPa],  $d_{bl}$  ise kesitteki ortalama donatı çapını [mm] göstermektedir.

**5.4.2.4** – Tabliyelerin kabuk sonlu elemanlarla modellenmesi durumunda ise, düzlem içi ve düzlem dışı şekildeğişimlere karşı gelen tüm *etkin kesit rijitlikleri* brüt kesit rijitliklerinin %50'si olarak alınacaktır.

**5.4.2.5** – Tabliyenin kabuk sonlu elemanlarla modellenmesi ve bağlantı plağında **5.3.2**'de tanımlanan yayılı plastik davranış modelinin kullanılması durumunda, enine ve boyuna doğrultulardaki deprem etkisi altında **5.3.2.2**'ye göre *kesit hücresi (lif) modeli* bağlantı plağının uzunluğu boyunca kullanılabilir.

### 5.4.3. Orta Ayakların Modellenmesi

**5.4.3.1** – İkinci aşamada orta ayakların modellenmesinde, **4.3.3**'te birinci aşama için verilen kurallar geçerlidir.

**5.4.3.2** – Kolonlardaki çubuk sonlu elemanların etkin eğilme rijitlikleri, değişken kesit durumu da dikkate alınarak her bir eleman için ayrı ayrı olmak üzere, **EK 5B**'ye göre belirlenecektir. Kolon sonlu elemanlarının kesme ve eksenel rijitliklerinde herhangi bir azaltma yapılmayacak, burulma rijitliği olarak brüt rijitliğin %20'si alınacaktır.

**5.4.3.3** – Her bir kolon boyunca yığılı kütleler, çubuk sonlu elemanların kapsama boylarına göre düğüm noktalarına atanacaklardır.

**5.4.3.4** – İkinci aşamada, tabliyeye monolitik olarak bağlı olmayan orta ayak kolonlarında plastik şekil değiştirme bölgeleri aşağıdaki şekilde tanımlanacaktır:

(a) Boyuna ve enine doğrultulardaki depremlerin etkisi altında konsol tek kolonlu orta ayaklarda plastik şekil değiştirme bölgesi her iki doğrultuda temelin hemen üstünde yer alan kolon kısmında tanımlanacaktır.

(b) Enine doğrultudaki depremin etkisi altında başlık kirişi ile çerçeve oluşturan orta ayak kolonlarında plastik şekil değiştirme bölgeleri, temelin hemen üstünde ve başlık kirişinin hemen altında yer alan kolon kısımlarında tanımlanacaktır. Boyuna doğrultuda ise bu tür kolonlar konsol olarak çalıştıklarından plastik şekil değiştirme bölgesi (a)'daki gibi tanımlanacaktır.

**5.4.3.5** – İkinci aşamada, tabliyeye monolitik olarak bağlı olan orta ayak kolonlarında boyuna doğrultudaki depremin etkisi altında plastik şekil değiştirme bölgesi temelin hemen üstünde ve tabliye kirişinin hemen altında yer alan kolon kısımlarında tanımlanacaktır. Enine doğrultuda ise bu tür kolonlar konsol olarak çalıştıklarından plastik şekil değiştirme bölgesi **5.4.3.2 (a)**'daki gibi tanımlanacaktır.

**5.4.3.6** – Kolonlarda plastik mafsalsal boyu  $L_p$  [mm] **Denk.(5.3)** ile belirlenecektir.

$$L_p = 0.08 L_k + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} \quad (5.3)$$

Burada  $L_k$  konsol olarak çalışan çalışan kolonun boyunu veya konsol olarak çalışmayan kolonun yarı boyunu [mm],  $f_{ye}$  donatı çeliğinin beklenen (ortalama) akma dayanımını [MPa],  $d_{bl}$  ise kesitteki ortalama donatı çapını [mm] göstermektedir.

**5.4.3.7 – 5.3.1**'de tanımlanan yığılı plastik davranış (plastik mafsal) modelinin kullanılması durumunda;

(a) Plastik mafsal, **5.4.3.4**'te tanımlanan plastik şekildeğiştirme bölgesinin (plastik mafsal boyunun) ortasına yerleştirilecektir.

(b) Plastik mafsalın *etkin akma momenti (plastik moment kapasitesi)*, **EK 5A**'da verilen beton ve donatı çeliği özellikleri esas alınarak **EK 5B**'ye göre hesaplanacaktır.

**5.4.3.6 – 5.3.2.3**'e göre yayılı plastik davranış modelinin kullanılması durumunda;

(a) Kesit hücresi (lif) modeli, **5.4.3.4**'te tanımlanan plastik şekildeğiştirme bölgesinin uzunluğu boyunca kullanılabilir. Bu bölgenin dışında eğilme ve eksenel kuvvet etkisinde **EK 5B**'ye göre hesaplanan "*etkin kesit rijitlikleri*" kullanılacaktır.

(b) Kesit hücresi (lif) modelinde *kayma şekildeğiştirmeleri* de, paralel bağlı *doğrusal bir kayma modeli* ile yaklaşık olarak hesaba katılabilir.

#### 5.4.4. Başlık Kirişlerinin Modellenmesi

**5.4.4.1** – İkinci aşamada başlık kirişlerinin modellenmesinde, **4.3.4**'te birinci aşama için verilen kurallar geçerlidir.

**5.4.4.2** – Başlık kirişlerinin "*etkin kesit rijitlikleri*" olarak eğilme için brüt kesit rijitliklerinin %50'si kullanılacaktır. Burulma rijitliği olarak brüt rijitliğin %20'si alınacaktır. Kesme ve eksenel davranış için brüt rijitlikte azaltma yapılmayacaktır.

**5.4.4.3** – **3.4.2**'ye göre başlık kirişleri kapasite korunmalı elemanlar olduğundan, enine doğrultudaki depremin etkisi altında kolonların **5.4.3.2(b)**'de belirtilen plastik davranışı ile uyumlu olarak başlık kirişlerinin ikinci aşama hesapta elastik kalacak şekilde modellenmeleri gereklidir.

#### 5.4.5. Mesnetlerin ve Takozların Modellenmesi

**4.3.5**'e göre ikinci aşamada mesnetler sadece düşey yük aktaran elemanlar, takozlar ise deprem yüklerini tabliyeden orta ve kenar ayaklara aktaran elemanlar olarak modellenecektir.

#### 5.4.6. Orta Ayak Temellerinin Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi

**5.4.6.1** – Yerel zemin sınıfı ZE ve/veya ZF olan zeminlerde zorunlu olarak, yerel zemin sınıfı ZD olan zeminlerde de gereği halinde yapılan kazıklı köprülerde "*köprü – kazık – zemin etkileşimi*" modellenmesine ve hesabına ilişkin kurallar **Bölüm 7**'de **7.1 – 7.5**'te verilmiştir.

**5.4.6.2** – Yüzeysel veya gömülü temelli köprülerde ikinci aşamada köprü – zemin eylemsizlik etkileşiminin modellenmesine ilişkin kurallar **Bölüm 7**'de **7.6**'da verilmiştir.



## 5.4.7. Kenar Ayakların Modellenmesi ve Köprü – Zemin Etkileşimi

5.4.7.1 – İkinci aşamada kenar ayakların modellenmesinde, 4.3.7’de verilen kurallar geçerlidir.

5.4.7.2 – 6.4’te verilen tanımlara göre ZD, ZE ve ZF zemin sınıflarındaki zeminlerde yapılan kazıklı köprülerde ikinci aşamada kenar ayak – kazık – zemin etkileşiminin modellenmesine ve hesabına ilişkin kurallar **Bölüm 7’de 7.1 – 7.5’te** verilmiştir. Bu hesaptan elde edilen veriler ve statik-eşdeğer zemin itkileri gözönüne alınarak kenar ayak tasarımı **8.6’ya** göre yapılacaktır.

## 5.4.8. Kütlelerin Modellenmesi

İkinci aşamada kütlelerin modellenmesinde 4.3.8’de verilen kurallar geçerlidir.

## 5.5. İKİNCİ AŞAMADA DEPREM HESAP YÖNTEMLERİ

### 5.5.1. Kapsam

Deprem etkisi altında standart köprülerin ikinci aşama deprem hesabı için, 3.8.3’te açıklandığı ve **Tablo 3.3** ve **Tablo 3.4’te** gösterildiği üzere, YÖNTEM 2.1, YÖNTEM 2.2 veya YÖNTEM 2.3 olarak adlandırılan yöntemler kullanılacaktır.

(a) Orta ayakların tabliyeye monolitik olarak bağlı olmadığı köprülerde kullanılan ve “*Karma Yöntem*” olarak da adlandırılan YÖNTEM 2.1’de, 5.5.3 ve **EK 5D’de** açıklandığı üzere *doğrusal hesap yöntemi* ile köprü taşıyıcı sisteminin yerdeğiştirmeleri elde edildikten sonra, taşıyıcı sistem düzeyinde “*eşit yerdeğiştirme kuralı*” esas alınarak, doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler 5.5.2 ve **EK 5C’de** açıklanan *Orta Ayak İtme Hesabı* ve kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda *Kenar Ayak İtme Hesabı* yardımı ile elde edilecektir.

(b) YÖNTEM 2.2’de deprem hesabı, köprü taşıyıcı sisteminin doğrusal olmayan davranışı esas alınarak *Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi* ile *çok modlu itme hesabı* olarak yapılacaktır. Orta ayakların tabliyeye monolitik olarak bağlı olmadığı köprülerde 5.5.2 ve **EK 5C’de** açıklanan *Orta Ayak İtme Hesabı* ve kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda *Kenar Ayak İtme Hesabı*, Artımsal Mod Birleştirme Yönteminin altsistemli versiyonu olan AMB-ALT Yöntemi kapsamında orta ayak ve kenar ayak altsistemlerinin temsil edilmesi için kullanılabilir.

(c) YÖNTEM 2.3’te deprem hesabı, köprü taşıyıcı sisteminin doğrusal olmayan davranışı esas alınarak *zaman tanım alanında doğrudan entegrasyon yöntemi* ile yapılacaktır.

### 5.5.2. Ayak İtme Hesabı

5.5.2.1 – Tabliyeye monolitik olarak bağlı olmayan orta ayakların doğrusal olmayan dayanım ve şekildeğiştirme kapasiteleri, her bir ayak için bağımsız olarak yapılacak “*Orta Ayak İtme Hesabı*” ile elde edilebilir. Bu bağlamda *Orta Ayak İtme Hesabı* ve kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda *Kenar Ayak İtme Hesabı*, 5.5.3 ve **EK 5D’de** açıklanan YÖNTEM 2.1 kapsamında ayak kolonlarının ve kazıklı temellerde 7.4’e göre kazıkların plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet taleplerinin elde edilmesi için kullanılacaktır.

5.5.2.2 – *Orta Ayak İtme Hesabı* ve kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda *Kenar Ayak İtme Hesabı*, ayrıca 5.5.4 ve **EK 5E’de** açıklanan YÖNTEM 2.2 ile itme hesabı kapsamında *Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi*’nin altsistemli versiyonu olan AMB-ALT Yöntemi’nde orta ayak ve kenar ayak altsistemlerinin temsil edilmesi ve aynı zamanda ayak kolonlarının ve

kazıklı temellerde 7.4'e göre kazıkların plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet taleplerinin elde edilmesi için kullanılacaktır.

**5.5.2.3** – *Orta Ayak İtme Hesabı* ile ilgili açıklamalar **EK 5C.1**'de, *Kenar Ayak İtme Hesabı* ile ilgili açıklamalar ise **EK 5C.2**'de verilmiştir.

### **5.5.3. YÖNTEM 2.1: Karma Yöntem**

**5.5.3.1** – Tabliye – orta ayak bağlantısının monolitik olmadığı köprülerde kullanılan ve “*Karma Yöntem*” olarak da adlandırılan YÖNTEM 2.1'de 5.4'te verilen modelleme kuralları, plastik davranışla ilgili olanlar hariç olmak üzere, kullanılarak köprü taşıyıcı sisteminin *doğrusal hesabı Bölüm 4*'te verilen hesap yöntemlerinden biri ile yapılır. Daha sonra bu hesaptan elde edilen orta ayak tepe yerdeğiştirmeleri ve kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda kenar ayak yerdeğiştirmeleri, köprü taşıyıcı sistemi düzeyinde esas alınan *eşit yerdeğiştirme kuralı*'na göre doğrusal olmayan yerdeğiştirmeler olarak kabul edilir. Her bir orta ayakta elde edilen yerdeğiştirme, o ayak için 5.5.2 ve **EK 5C**'ye göre yapılan *Orta Ayak İtme Hesabı*'nda *hedef yerdeğiştirme* olarak gözönüne alınır ve orta ayaklardaki ve varsa kazıklardaki plastik şekildeğiştirme talepleri ile iç kuvvet talepleri buradan elde edilecektir. Aynı işlem kenar ayaklar için de *Kenar Ayak İtme Hesabı* ile gerçekleştirilecek ve kazıklardaki plastik şekildeğiştirme talepleri ile diğer kenar ayak elemanlarının iç kuvvet talepleri elde edilecektir.

**5.5.3.2** – Deprem yer hareketinin köprü boyunca değişken olması durumu, hesapta kullanılan doğrusal hesap yöntemleri kapsamında 4.4.2 veya 4.4.3'e göre gözönüne alınacaktır.

**5.5.3.3** – YÖNTEM 2.1 ile ilgili açıklamalar **EK 5D**'de verilmiştir. Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen standart köprülerde açıklıklar arasındaki bağlantı plağında boyuna ve enine doğrultularda plastik şekildeğiştirme taleplerinin elde edilmesine ilişkin açıklamalar da **EK 5D**'de yer almaktadır.

### **5.5.4. YÖNTEM 2.2: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile Çok Modlu İtme Hesabı**

**5.5.4.1** – *Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi* ile çok modlu itme hesabı, yığılı plastik davranış modeli çerçevesinde plastik mafsallarla modellenen köprü taşıyıcı sisteminde ardışık iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir artımsal yük (veya yerdeğiştirme) adımı, tasarım spektrumu ve modal tek serbestlik dereceli sistemler düzeyinde *eşit yerdeğiştirme kuralı* esas alınarak, çok modlu doğrusal *Mod Birleştirme Yöntemi*'nin kullanılmasına dayanır. Her adımda oluşan plastik mafsal, taşıyıcı sistemin bir sonraki adım için modellenmesinde gözönüne alınır. Her adımda artımsal elde edilen yerdeğiştirmeler, iç kuvvetler ve plastik şekildeğiştirmeler adım adım toplanarak sonuçta seçilen deprem düzeyine karşı gelen deprem etkileri (deprem talepleri) hesaplanmış olur.

**5.5.4.2** – Deprem yer hareketinin köprü boyunca değişken olması durumu, Artımsal Mod Birleştirme (AMB)Yöntemi'nde her adımda çok modlu doğrusal *Mod Birleştirme Yöntemi*'nin kullanılması nedeni ile 4.4.2.3 ve **EK 4A** kapsamında 4A.2.3'te açıklanan hesap yaklaşımı ile gözönüne alınabilir.

**5.5.4.3** – Tabliyenin orta ayaklara monolitik olarak bağlı olmadığı ve maksimum ayak yüksekliğinin 40 m'den fazla olmadığı köprülerde *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi*'nin altsistemli versiyonu olan AMB-ALT Yöntemi'nde orta ve kenar ayak altsistemlerinin temsil edilmesi için **EK 5C**'de verilen *Ayak İtme Hesabı*'ndan yararlanılabilir.

**5.5.4.4** – YÖNTEM 2.2 kapsamında *Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi* ile ilgili açıklamalar ve hesap algoritması **EK 5E**'de, AMB-ALT Yöntemi'ne ilişkin açıklamalar ise **EK 5F**'te verilmiştir.

### **5.5.5. YÖNTEM 2.3: Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Deprem Hesabı**

**5.5.5.1** – *Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap*, deprem yer hareketinin etkisi altında köprü taşıyıcı sisteminin hareket denklemlerini ifade eden differansiyel denklem takımının zaman artımları ile *adım adım doğrudan entegrasyonu*'na karşı gelir. Bu işlem sırasında, doğrusal olmayan davranış nedeni ile sistem rijitlik matrisinin zamanla değişimi gözönüne alınır.

**5.5.5.2** – Deprem yer hareketinin özellikle farklı zemin koşulları nedeni ile köprü boyunca değişken olması durumunda hesap, doğrusal hesap yöntemleri kapsamında **4.4.3**'te belirtilen *yerdeğiştirme yüklemesi* yaklaşımı kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan adım adım entegrasyon yöntemi ile yapılabilir.

**5.5.5.3** – *Zaman tanım alanında* yapılacak doğrusal olmayan hesaplarda en az 7 deprem yer hareketi takımı kullanılacaktır. Birbirine dik yatay iki doğrultudaki ivme kayıtları taşıyıcı sistemin (X) ve (Y) asal eksenleri doğrultusunda aynı anda birlikte etki ettirilecektir. Daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek hesap tekrarlanacaktır.

**5.5.5.4** – Hesaplarda kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi ve ölçeklendirilmesi **2.5**'e göre yapılacaktır.

**5.5.5.5** – Köprü taşıyıcı sisteminin doğrusal olmayan modellemesi **5.4**'te verilen esaslara göre yapılacaktır. Yığılı plastik davranış modeli ile modellenen betonarme orta ayak kolonlarında ve tabliye bağlantı plaklarında kesit histeretik davranışını temsil etmek üzere "*önceki maksimuma yönelimli histeretik model*" veya ondan türetilen diğer histeretik modeller (örneğin *Takeda Modeli*) kullanılabilir.

**5.5.5.6** – Taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışa ilişkin enerji tüketimi dışında, doğrusal olarak çalışan elemanlarda oluşan dinamik enerji kaybı, hareket denklemlerinde viskoz sönüm matrisi ile temsil edilecektir. Viskoz sönüm matrisi, *Rayleigh Orantılı Sönüm Matrisi* veya *Modal Sönüm Matrisi* olarak oluşturulacaktır.

**5.5.5.7** – Tüm doğrusal olmayan yöntemlerde olduğu üzere hesabın başlangıç adımı, **5.2.3.3**'te belirtildiği üzere deprem dışı yüklemeler altında *doğrusal olmayan artımsal statik hesap* yapılır. Bu hesaptan elde edilen iç kuvvetler ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler (yeni yapılan köprülerde izin verilmez), deprem hesabında başlangıç değerleri olarak gözönüne alınacaktır.

**5.5.5.8** – Hesapta kullanılacak zaman artımı, dinamik davranışa katkıda bulunan tüm titreşim modlarının yeterince temsil edilmesine olanak sağlayacak şekilde seçilecektir.

**5.5.5.9** – Sünek davranışa sahip elemanlarda değerlendirmeye esas şekildeğiştirme talepleri ile sünek davranışa sahip olmayan elemanlarda değerlendirmeye esas iç kuvvet talepleri, yapılan analizlerin (en az  $2 \times 7 = 14$  analiz) her birinden elde edilen sonuçların maksimum mutlak değerlerinin ortalaması olarak hesaplanacaktır.

## 5.6. İKİNCİ AŞAMADA ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM

### 5.6.1. Birim Şekildeğiştirme Kapasiteleri

(a) İkinci aşamada betonarme kolonlara uygulanmak üzere, *Kontrollü Hasar* (KH) ve *Göçmenin Önlenmesi* (GÖ) performans hedeflerine karşı gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme kapasiteleri aşağıda tanımlanmıştır.

(b) Yayılı plastik şekildeğiştirme yaklaşımı çerçevesinde kesit hücresi (lif) yöntemi ile elde edilen birim şekildeğiştirme talepleri, doğrudan aşağıda verilen birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılacaktır. Plastik dönme kapasiteleri 5.6.2’de tanımlanmıştır.

(c) Aşağıda verilen plastik şekildeğiştirme kapasitelerinin kullanılabilmesi için, bindirmeli donatı eklerinin 5.6.6.1(c)’de tanımlanan plastik mafsal etki bölgesinden yeteri kadar uzakta yapılmış olması gereklidir.

5.6.1.1 – Sargılı betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi  $\varepsilon_{cu}$  (Bkz. Şekil 5A.1) aşağıda tanımlanmıştır:

(a) Dikdörtgen kesitli kolonlarda:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.04\sqrt{k_e \omega_s} \quad (5.4a)$$

(b) Dairesel kesitli kolonlarda:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.07\sqrt{k_e \omega_s} \quad (5.4b)$$

Bu bağıntılarda yer alan *sargılama etkinlik katsayısı*  $k_e$ , EK 5A’da dikdörtgen kesitler için Denk.(5A.7)’de, dairesel kesitler için ise Denk.(5A.10)’de verilmiştir. *Mekanik hacimsel enine donatı oranı*  $\omega_s$  ise aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$\omega_s = \rho_s \frac{f_{ywe}}{f_{ce}} \quad (5.5)$$

Burada  $\rho_s$ , dairesel kesitler için EK 5A’da Denk.(5A.9) ile verilen, dikdörtgen kesitler için ise Denk.(5A.6)’daki tanımlara göre aşağıdaki şekilde belirlenen *hacimsel enine donatı oranı*’nı göstermektedir:

$$\rho_s = 2 \min (\rho_x, \rho_y) \quad (5.6)$$

5.6.1.2 – Donatı çeliğinde maksimum dayanıma karşı gelen birim şekildeğiştirmesi  $\varepsilon_{su}$  (Bkz: Şekil 5A.2, Tablo 5A.2) aşağıda verilmiştir:

$$\varepsilon_{su} = 0.08 \quad (5.7)$$

5.6.1.3 – *Kontrollü Hasar* (KH) ve *Göçmenin Önlenmesi* (GÖ) performans hedefleri için sargılı betonun birim basınç şekildeğiştirme kapasitesi  $\varepsilon_c^{(KH)}$  ve  $\varepsilon_c^{(GÖ)}$ , Denk.(5.4)’te verilen maksimum birim şekildeğiştirme  $\varepsilon_{cu}$ ’ya bağlı olarak aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.5 \varepsilon_{cu} \leq 0.0135 \quad ; \quad \varepsilon_c^{(GÖ)} = 0.67 \varepsilon_{cu} \leq 0.018 \quad (5.8)$$

**5.6.1.4 – Kontrollü Hasar (KH) ve Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans hedefleri için donatı çeliğinin birim şekildeğiştirme kapasitesi  $\varepsilon_s^{(KH)}$  ve  $\varepsilon_s^{(GÖ)}$ , Denk.(5.7)'de verilen maksimum birim şekildeğiştirme  $\varepsilon_{su}$  'ya bağlı olarak aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:**

$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.5 \varepsilon_{su} = 0.040 \quad ; \quad \varepsilon_s^{(GÖ)} = 0.67 \varepsilon_{su} = 0.053 \quad (5.9)$$

### 5.6.2. Plastik Dönme Kapasiteleri

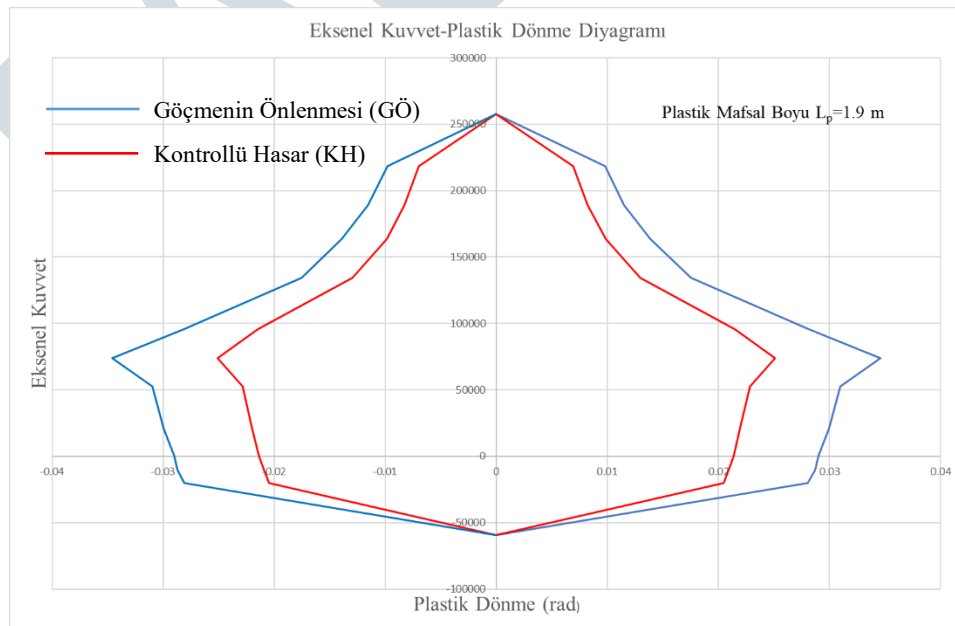
İkinci aşamada *Kontrollü Hasar (KH) ve Göçmenin Önlenmesi (GÖ)* performans hedeflerine karşı gelen plastik mafsal dönme kapasiteleri  $\theta_p^{(KH)}$  ve  $\theta_p^{(GÖ)}$  aşağıda tanımlanmıştır. Yığılı plastik şekildeğiştirme yaklaşımı çerçevesinde plastik mafsal yöntemi ile elde edilen plastik dönme talepleri, doğrudan aşağıda verilen plastik dönme kapasiteleri ile karşılaştırılacaktır.

$$\theta_p^{(KH)} = (0.5 \phi_u - \phi_Y) L_p \quad ; \quad \theta_p^{(GÖ)} = (0.67 \phi_u - \phi_Y) L_p \quad (5.10)$$

Bu bağıntılarda  $\phi_u$  ilgili kesitteki deprem talebine karşı gelen eksenel kuvvetin etkisi altında **5.6.1.1** ve **5.6.1.2'**de verilen maksimum beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri kullanılarak **EK 5B**'ye göre hesaplanan *maksimum eğriliği*,  $\phi_Y$  *etkin akma eğriliği*'ni,  $L_p$  ise **Denk.(5.2)** veya **Denk.(5.3)**'te tanımlanan *plastik mafsal boyu*'nu göstermektedir.

### 5.6.3. Plastik Dönme – Eksenel Kuvvet Etkileşim Diyagramları

Kesiti aynı olan, ancak farklı eksenel kuvvetlerin etkisi altında bulunan kolonlarda **Denk.(5.10)**'a göre hesaplanan plastik dönme kapasitelerini gösteren *plastik dönme – eksenel kuvvet etkileşim diyagramları*'ndan yararlanılabilir. Tipik bir kesit için *Kontrollü Hasar (KH)* ve *Göçmenin Önlenmesi (GÖ)* performans hedeflerine göre çizilen etkileşim diyagramları **Şekil 5.1**'de görülmektedir. Belirli eksenel kuvvet düzeyleri için plastik dönme taleplerini simgeleyen noktaların etkileşim diyagramlarının içinde kalması, ilgili kolon kesitinin öngörülen performans hedefini sağladığı anlamına gelmektedir.



**Şekil 5.1**

#### 5.6.4. Azaltılmış Şekildeğiştirme Kapasiteleri

Kapasite korunmalı elemanlar kapsamında olmakla birlikte, istisnai olarak ikinci aşamada plastik şekildeğiştirmelerin sınırlı olarak meydana gelmesine izin verilen aşağıdaki taşıyıcı sistem elemanlarında 5.6.1 ve 5.6.2’de tanımlanan şekildeğiştirme kapasitelerinin yarısı kullanılacaktır.

(a) Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen standart köprülerde açıklıklar arasında gerek boyuna ve gerekse enine doğrultudaki deprem etkisinde plastik şekildeğiştirmelerin oluşmasının önlenemediği bağlantı plakları,

(b) Kazıklı temelerde, deprem etkisinde plastik şekildeğiştirmelerin oluşmasının önlenemediği kazıkların kazık başlığına birleştiği kesitler.

#### 5.6.5. Betonarme Elemanlarda Kesme Kuvveti Kapasitesi

Nominal kesme kuvveti kapasitesi  $V_n$  betonun kesme kuvveti kapasitesi  $V_c$  ile enine donatının kesme kuvveti kapasitesi  $V_s$ ’in toplamından oluşur:

$$V_n = V_c + V_s \leq 0.8 A_c \sqrt{f_{ck}} \quad (5.11)$$

#### 5.6.6. Betonun Kesme Kuvveti Kapasitesi

5.6.6.1 – Betonun kesme kuvveti kapasitesi Denk.(5.12) ile belirlenecektir.

$$V_c = 0.8 k_c A_c \sqrt{f_{ck}} \quad ; \quad k_c \leq 0.33 \quad (5.12)$$

Denk.(5.12)’de yer alan  $k_c$  katsayısı, aşağıda (c) paragrafında tanımlanan *plastik mafsal etki bölgesi*’nin içinde ve dışında farklı olmak üzere aşağıdaki şekilde tanımlanacaktır. Plastik mafsal etkisi bölgesinin dışı için tanımlanacak  $k_c$  katsayısı, tüm kapasite korunmalı elemanlar için de kullanılacaktır.

(a) Plastik mafsal etki bölgesinin içinde;

$$k_c = k_{c1} k_{c2} \leq 0.33 \quad (5.13)$$

(b) Plastik mafsal etki bölgesinin dışında ve kapasite korunmalı elemanlarda;

$$k_c = 0.25 k_{c2} \leq 0.33 \quad (5.14)$$

(c) *Plastik mafsal etki bölgesi*’nin uzunluğu, maksimum kesit boyutunun 1.5 katının ve Denk.(5.3) ile tanımlanan *plastik mafsal boyu*’nun büyüğü olarak alınacaktır.

5.6.6.2 – Denk.(5.13) ve Denk.(5.14)’te yer alan  $k_{c1}$  ve  $k_{c2}$  aşağıda tanımlanmıştır:

$$k_{c1} = \alpha + 0.305 - 0.083 \mu_d \quad ; \quad 0.025 \leq k_{c1} \leq 0.25$$
$$k_{c2} = 1 + 0.073 \frac{N_k}{A_c} \quad ; \quad k_{c2} \leq 1.5 \quad (5.15)$$

$k_{c1}$  katsayısı için verilen birinci bağıntıda yer alan  $\alpha$  katsayısı dairesel ve dikdörtgen kesitler için aşağıda tanımlanmıştır:

(a) Dairesel kesitte  $\alpha$  katsayısı:

$$\alpha = 0.08\rho_s f_{yw} \leq 0.193 \quad \left( \rho_s = \frac{4A_{sp}}{D_o s} \right) \quad (5.16)$$

Burada  $\rho_s$  dairesele etriye veya spiral olarak düzenlene enine donatıların hacimsel oranını göstermektedir.  $A_{sp}$  spiral veya etriyenin kesit alanı,  $s$  ise aralıdır.

(b) Dikdörtgen kesitte, gözönüne alınan doğrultuya bağlı olarak  $\alpha$  katsayısı:

$$\alpha = 0.16\rho_x f_{yw} \leq 0.193 \quad \left( \rho_x = \frac{A_{swx}}{h_o s} \right) \quad (5.17a)$$

$$\alpha = 0.16\rho_y f_{yw} \leq 0.193 \quad \left( \rho_y = \frac{A_{swy}}{b_o s} \right) \quad (5.17b)$$

Burada  $A_{swx}$  ve  $A_{swy}$ , x ve y doğrultularındaki toplam enine donatı alanını,  $b_o$  ve  $h_o$  dikdörtgen kesidin kesme kuvveti doğrultusuna dik doğrultudaki boyutlarını,  $s$  enine donatı aralığını göstermektedir.

**5.6.6.3 – Denk.(5.15)**'de yer alan  $\mu_d$ , ilgili plastik mafsall için *yedeğiştirme süneklik oranı talebi*'ni göstermektedir:

$$\mu_d = \frac{u_{dj}}{u_{ij}} \quad (5.18)$$

Burada  $u_{dj}$ , j'inci orta ayakta bu Bölüm'de açıklanan hesap yöntemleri ile elde edilen *ayak tepe yedeğiştirme talebi*'ni,  $u_{ij}$  ise aynı ayak için yapılan *orta ayak itme hesabı*'nda kesme hesabı yapılan i'inci plastik mafsallın oluştuğu durumda hesaplanan *ayak tepe yedeğiştirme*'ni göstermektedir (**Şekil 5F.2**).

**5.6.6.4 –** Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen standart köprülerde açıklıklar arasında gerek boyuna ve gerekse enine doğrultudaki deprem etkisi altında betonun kesme kuvveti kapasitesi gözönüne alınmayacaktır.

### 5.6.7. Enine Donatının Kesme Kuvveti Kapasitesi

**5.6.7.1 –** Enine donatının kesme kuvveti kapasitesi, dairesele ve dikdörtgen kesitler için aşağıda tanımlanmıştır.

(a) Dairesel kesitte:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} D_o}{s} \quad (5.19)$$

Burada  $D_o$  dairesele kesitte göbek betonunu sargılayan spiral veya etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit çapıdır.  $A_{sw}$  ise toplam kesme donatısı alanını göstermektedir. Dairesel veya geçmeli dairesele enine donatının kullanıldığı kesitlerde  $A_{sw}$  aşağıdaki şekilde tanımlanır:

$$A_{sw} = n \frac{\pi}{2} A_{sp} \quad (5.20)$$

Burada  $n$  geçmeli dairesele donatılı kesitlerin sayısını göstermektedir (dairesele kesitte  $n = 1$ ).  $A_{sp}$  ise spiral veya etriyenin kesit alanıdır.

(b) Dikdörtgen kesitte:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} d}{s} \quad (5.21)$$

Burada  $d$  dikdörtgen kesitte gözönüne alınan doğrultudaki kesit faydalı yüksekliğini (basınç tarafındaki kesit kenarı ile çekme donatılarının ağırlık merkezi arasındaki mesafe),  $A_{sw}$  ise gözönüne alınan doğrultuda toplam kesme donatısı alanını (gözönüne alınan doğrultuya göre  $A_{swx}$  veya  $A_{swy}$ ) göstermektedir.

**5.6.7.2** – Enine donatı kesme kuvveti kapasitesinin üst sınırı **Denk.(5.22)** ile tanımlanmıştır.

$$V_s = 0.8 k_s A_c \sqrt{f_{ck}} \quad ; \quad k_s \leq 0.67 \quad (5.22)$$

### 5.6.8. Orta Ayaklarda İkinci Mertebe Etkisinin Sınırlandırılması

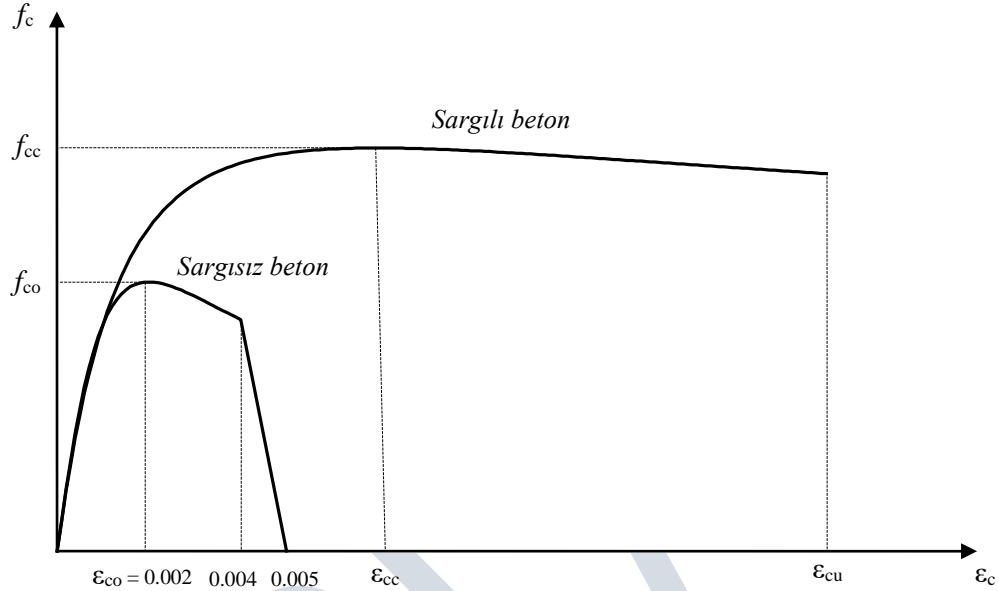
Orta ayakların taban kesitlerinde düşey yüklerin ikinci aşama deprem yerdeğiştirmeleri ile çarpımından oluşan ikinci mertebe momenti, o kesidin etkin akma momentinin %20'sinden fazla olmayacaktır.



## EK 5A – BETON VE DONATI ÇELİĞİ İÇİN GERİLME – BİRİM ŞEKİLDEĞİŞTİRME BAĞINTILARI

### 5A.1. SARGILI VE SARGISIZ BETON MODELLERİ

Sargılı ve sargısız beton için gerilme-birim şekildeğiştirme bağıntıları aşağıda tanımlanmıştır (Şekil 5A.1):



Şekil 5A.1

**5A.1.1** – Sargılı betonda beton basınç gerilmesi  $f_c$ , basınç birim şekildeğiştirmesi  $\epsilon_c$ 'nin fonksiyonu olarak **Denk.(5A.1)**'deki bağıntı ile verilmektedir:

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (5A.1)$$

Bu bağıntıdaki normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirmesi  $x$  ile  $r$  değişkenine ilişkin bağıntılar **Denk.(5A.2)** ve **Denk.(5A.3)**'te verilmiştir.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad ; \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad ; \quad \epsilon_{co} = 0.002 \quad (5A.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad E_c \cong 5000 \sqrt{f_{co}} \text{ [MPa]} \quad ; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (5A.3)$$

Sargılı beton dayanımı  $f_{cc}$  ile sargısız beton dayanımı  $f_{co}$  arasındaki ilişki ise **Denk.(5A.4)**'te verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad ; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (5A.4)$$

Buradaki  $f_e$  etkin sargılama basıncı, dikdörtgen ve dairesel kesitler için aşağıda tanımlanmıştır:

(a) Dikdörtgen kesitlerde  $f_e$  etkin sargılama basıncı birbirine dik iki doğrultu için **Denk.(5A.5)**'te verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir:

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{ywk} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{ywk} \quad (5A.5)$$

Bu bağıntılarda  $f_{ywk}$  enine donatının karakteristik akma dayanımını,  $\rho_x$  ve  $\rho_y$  ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını göstermektedir:

$$\rho_x = \frac{A_{swx}}{h_o s} \quad ; \quad \rho_y = \frac{A_{swy}}{b_o s} \quad (5A.6)$$

Burada  $A_{swx}$  ve  $A_{swy}$ ,  $x$  ve  $y$  doğrultularındaki enine donatı alanlarını göstermektedir.

**Denk.(5A.5)**'te yer alan  $k_e$  ise **Denk.(5A.7)**'de tanımlanan sargılama etkinlik katsayısı'nı göstermektedir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (5A.7)$$

Burada  $a_i$  kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı,  $b_o$  ve  $h_o$  sırası ile  $x$  ve  $y$  doğrultularında göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını,  $s$  boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı,  $A_s$  ise kesitteki boyuna donatı alanını göstermektedir.

(b) Dairesel kesitlerde  $f_e$  etkin sargılama basıncı **Denk.(5A.8)** ile verilmiştir.

$$f_e = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{ywk} \quad (5A.8)$$

Burada  $\rho_s$  daireysel etriye veya spiral olarak düzenlenen enine donatıların hacimsel oranını göstermektedir:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D_o s} \quad (5A.9)$$

Bu bağıntıda  $D_o$  göbek betonunu sargılayan etriye veya spirallerin eksenleri arasında kalan kesit çapını,  $A_{sp}$  ise tek bir etriye veya spiralın kesit alanını göstermektedir.

**Denk.(5A.8)**'de yer alan  $k_e$  sargılama etkinlik katsayısı, enine donatıların daireysel etriye olarak düzenlenmesi durumunda;

$$k_e = \left(1 - \frac{s}{2D_o}\right)^2 \left(1 - \frac{A_s}{\pi D_o^2 / 4}\right)^{-1} \quad (5A.10a)$$

enine donatıların spiral olarak düzenlenmesi durumunda ise;

$$k_e = \left(1 - \frac{s}{2D_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{\pi D_o^2 / 4}\right)^{-1} \quad (5A.10b)$$

**5A.1.2** – Sargılı beton için verilen **Denk.(5A.1)**,  $\epsilon_c = 0.004$ 'e kadar olan bölgede sargısız beton için de geçerlidir. Sargısız betonda etkin sargılama basıncı  $f_e = 0$  ve buna bağlı olarak

**Denk.(5A.4)**'ten  $\lambda_c=1$  olacağından **Denk.(5A.2)** ve **Denk.(5A.4)**'te  $f_{cc} = f_{co}$  ve  $\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}$  olacaktır.  $\epsilon_c = 0.005$ 'de  $f_c = 0$  olarak tanımlanır.  $0.004 < \epsilon_c \leq 0.005$  aralığında gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkisi doğrusaldır.

## 5A.2. DONATI ÇELİĞİ MODELİ

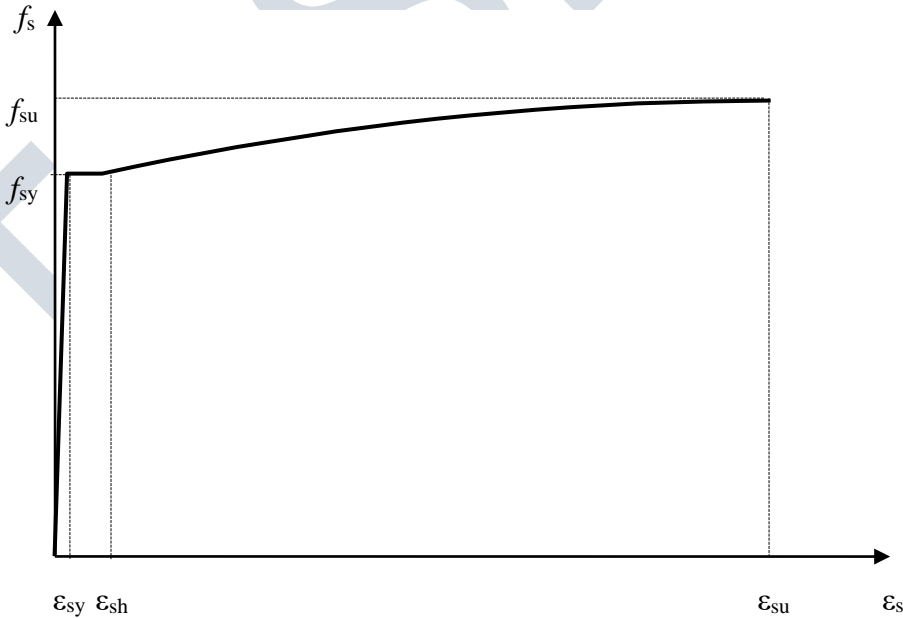
Donatı çelikleri için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları **Denk.(5A.11)**'de tanımlanmıştır (**Şekil 5A.2**):

$$\begin{aligned}
 f_s &= E_s \epsilon_s & (\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}) \\
 f_s &= f_{sy} & (\epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}) \\
 f_s &= f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)^2}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})^2} & (\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su})
 \end{aligned}
 \tag{5A.11}$$

Donatı çeliğinin elastiklik modülü  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa'dır. Köprülerde kullanılacak B420C ve B500C kalitesindeki donatı çeliklerine ait bilgiler **Tablo 5A.1**'de verilmiştir. Tabloda  $f_{sy}$  karakteristik akma dayanımını,  $\epsilon_{su}$  ise çekme dayanımına karşı gelen birim uzamayı göstermektedir.

**Tablo 5A.1. Donatı Çeliklerine Ait Bilgiler**

Kalite	$f_{sy}$ (Mpa)	$\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{su}$	$f_{su}$ (Mpa)
B420C	420	0.0021	0.008	0.08	550
B500C	500	0.0025	0.008	0.08	650



**Şekil 5A.2**

## EK 5B – BETONARME KESİTLERDE ETKİN KESİT EĞİLME RİJİTLİĞİ, ETKİN AKMA MOMENTİ VE ETKİN AKMA YÜZEYİ

### 5B.1. MOMENT – EĞRİLİK HESABI: ETKİN KESİT EĞİLME RİJİTLİĞİ VE ETKİN AKMA MOMENTİ

**5B.1.1 – 5.3.1**'de tanımlanan yığılı plastik davranış modeli kapsamında betonarme kesitlerde etkin eğilme rijitliği, plastik moment kapasitesi (etkin akma momenti kapasitesi) ve etkin akma yüzeyi, beton ve donatı çeliği için **EK 5A**'da tanımlanan gerilme-birim şekildeğiştirme bağantılarından yararlanılarak yapılacak moment-eğrilik hesabından elde edilecektir.

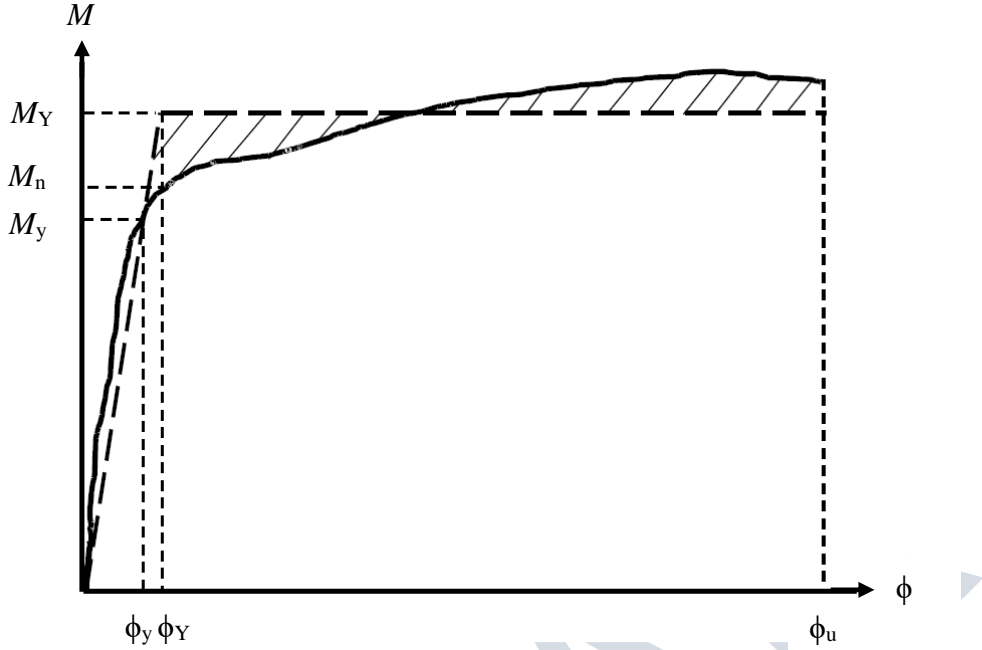
**5B.1.2** – Verilen bir eksenel kuvvet etkisi altında tipik bir moment-eğrilik ilişkisi **Şekil 5B.1**'de gösterilmiştir. Mühendislik uygulamalarında doğrusal olmayan moment-eğrilik ilişkisi yerine, yaklaşık olarak **Şekil 5B.1**'de kalın kesikli çizgilerle gösterilen iki doğrulu *elasto-plastik moment-eğrilik modeli* gözönüne alınır. Plastik mafsal yaklaşımı ile uyumlu olan bu basitleştirilmiş modelde iki doğrunun  $M_Y$  ve  $\phi_Y$  koordinatları ile temsil edilen kesişme noktası, elasto-plastik model için fiktif olarak tanımlanan *etkin akma noktası*'dir. Birinci doğru kesitin akma öncesi doğrusal elastik davranışını, yatay olan ikinci doğru ise kesitin akma sonrası plastik davranışını ifade etmektedir.

**5B.1.3** – Moment-eğrilik hesabında beton ve donatı çeliğinin dayanımları olarak, **EK 5A**'da tanımlanan karakteristik dayanımların **5.4.1.5**'e göre artırılması ile elde edilen *beklenen (ortalama) dayanımlar* kullanılacaktır. Maksimum eğrilik  $\phi_u$ 'nun hesabında **5.6.1**'de tanımlanan maksimum beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri olarak, hangisine önce erişilirse,  $\epsilon_{cu}$  veya  $\epsilon_{su}$  esas alınacaktır.

**5B.1.4** – **Şekil 5B.1**'deki iki-doğrusal modelde yaklaşık doğrusal elastik davranışı ifade eden birinci doğru, kesitte ilk donatı akmasının meydana geldiği durumda  $M_y$  ve  $\phi_y$  koordinatları ile temsil edilen noktanın başlangıç noktası ile birleştirilmesinden elde edilir. Bu doğrunun eğimi, kesitin *etkin eğilme rijitliği*  $(EI)_e$  olarak tanımlanır. Etkin eğilme rijitliğinin depremde kesite etkileyen eksenel kuvvetle değişimi ihmal edilecektir. Bu nedenle bu amaca yönelik hesapta sadece sabit (ölü) yüklerden meydana gelen eksenel kuvvet gözönüne alınacaktır.

**5B.1.5** – **Şekil 5B.1**'deki iki-doğrusal modelde plastik davranışı ifade eden ikinci yatay doğrunun ordinatı kesitin *etkin akma momenti kapasitesi*'ni veya diğer deyişle *plastik moment kapasitesi*'ni ifade eder. Bu değer, ilk donatı akmasından sonra maksimum eğriliğe kadar olan bölgede doğrusal olmayan moment-eğrilik eğrisi ile iki-doğrusal yaklaşık modelin arasında kalan alanların (**Şekil 5B.1**'deki taralı alanlar) dengelenmesi ile elde edilir.

**5B.1.6** – **Şekil 5B.1**'de gösterilen *kesit nominal momenti*  $M_n$ , yaklaşık olarak eğrisel moment-eğrilik ilişkisinde  $\phi_Y$  etkin eğriliğine karşı gelen eğilme momenti olarak tanımlanır.

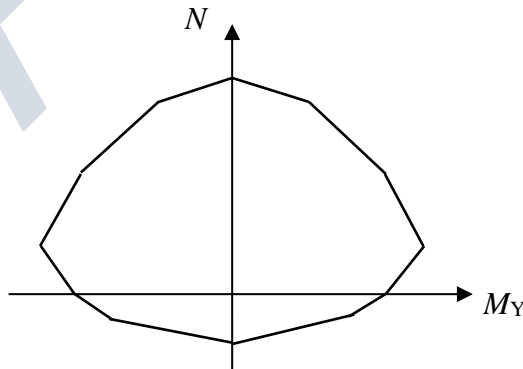


Şekil 5B.1

## 5B.2. ETKİN AKMA YÜZEYLERİ

**5B.2.1** – Köprü kolonlarında aksenal kuvvetlerin plastik moment kapasitelerine (etkin akma momentlerine) etkisini gözönüne almak üzere, kolon kesitleri için *etkin akma yüzeyleri* oluşturulacaktır. Bu bağlamda, tabliye - ortak ayak birleşimlerinin monolitik olmadığı köprülerde, enine doğrultuda başlık kirişi ile çerçeve oluşturan ve aksenal kuvvetleri farklı olan kolonların çerçeve doğrultusundaki plastik moment kapasiteleri (etkin akma momentleri) her bir tipik kolon için oluşturulan *etkin akma yüzeyi* ile belirlenebilecektir.

**5B.2.2** – YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 kapsamında yapılacak itme hesaplarında kolaylık sağlamak üzere, etkin akma yüzeyi Şekil 5B.2’de gösterildiği üzere yaklaşık olarak doğrusallaştırılabilir.



Şekil 5B.2

## EK 5C – AYAK İTME HESABI

Ayak İtme Hesabı kapsamında enine ve boyuna doğrultularda *Orta Ayak İtme Hesabı*, tabliyeye monolitik olarak bağlı olmayan orta ayakların doğrusal olmayan kuvvet – şekil değiştirme bağıntılarının belirlenmesi amacı ile yapılacaktır. *Kenar Ayak İtme Hesabı* ise aynı amaçla temelleri kazıklı olan kenar ayaklarda sadece enine doğrultuda yapılacaktır.

### 5C.1. ORTA AYAK İTME HESABI

#### 5C.1.1. Amaç

**5C.1.1.1** – *Orta Ayak İtme Hesabı*, **5.5.3**'te açıklanan YÖNTEM 2.1 – *Karma Yöntem* kapsamında ayak kolonlarının (ve varsa kazıkların) plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet taleplerinin elde edilmesi için yapılacaktır.

**5C.1.1.2** – *Orta Ayak İtme Hesabı*, **5.5.4**'te açıklanan YÖNTEM 2.2 ile itme hesabı kapsamında *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* (AMB)'nin alt-sistemli versiyonu olan AMB-ALT Yöntemi'nde orta ayak alt-sistemlerinin temsil edilmesi ve aynı zamanda ayak kolonlarının (ve varsa kazıkların) plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet taleplerinin elde edilmesi için kullanılacaktır. Birbirine özdeş orta ayakların bulunması durumunda, alt-sistemlerin temsili için sadece tipik orta ayağın itme hesabı yeterli olmaktadır.

#### 5C.1.2. Modelleme Kuralları

**5C.1.2.1** – Orta ayaklar ve başlık kirişleri için **5.4.3** ve **5.4.4**'te verilen modelleme kuralları ve **5.4.8**'de orta ayak ve başlık kirişi kütleleri için verilen kurallara ek olarak, *Orta Ayak İtme Hesabı*'na ilişkin modelleme kuralları aşağıda verilmiştir:

**5C.1.2.2** – *Orta Ayak İtme Hesabı*'nda gözönüne alınacak tabliye kütleleri, komşu açıklıklardaki kapsama boylarına göre kolonların tepe noktalarına atanacaklardır.

**5C.1.2.3** – Tek kolonlu orta ayaklar için boyuna ve enine doğrultularda, kolonların başlık kirişi ile çerçeve oluşturduğu ayaklar için ise boyuna doğrultuda yapılacak itme hesabında, konsol olarak çalışan kolonlarda plastik mafsalsal, kolon tabanının  $L_p / 2$  kadar üstünde yığılı olarak tanımlanacaktır. Mafsalsalın plastik moment kapasitesi (etkin akma momenti) **EK 5B**'ye göre hesaplanacak ve bu hesapta sadece düşey yüklerden oluşan eksenel kuvvet gözönüne alınacaktır.

**5C.1.2.4** – Kolonların başlık kirişleri ile çerçeve oluşturduğu ayaklar için enine doğrultuda yapılacak itme hesabında plastik mafsallar her bir kolonun tabanından ve tepesinden (başlık kirişi altından)  $L_p / 2$  kadar uzaklıkta yığılı olarak tanımlanacaktır. Mafsalların etkin akma momentlerinin (plastik moment kapasitesilerinin) kolon eksenel kuvvetine göre değişimini ifade eden *etkin akma yüzeyleri* **EK 5B**'ye göre hesaplanacaktır.

**5C.1.2.5** – Kapasite korunmalı elemanlar olarak tanımlanan başlık kirişlerinde plastikleşmenin oluşmadığını kanıtlamak amacı ile kolonlar arasındaki kiriş uçlarında pasif plastik mafsallar tanımlanması uygundur.

**5C.1.2.6** – Kazıklı temel durumunda **7.4.2**'de açıklanan KKZE – B Yöntemi ile *eylemsizlik etkileşimi* kapsamında **7.4.2.1**'e göre YÖNTEM 2.1'de ve YÖNTEM 2.2'nin altsitemli

versiyonu olan AMB-ALT Yöntemi'nde kazıklarda plastik mafsalların oluşumu gözönüne alınacak ve 7.4.2.3'te tanımlanan eşdeğer-doğrusal zemin yayları kullanılacaktır.

**5C.1.2.7** – Yüzeysel veya zemine kısmen gömülü temeller için *eylemsizlik etkileşimi* kapsamında 7.6'da verilen eşdeğer-statik yay rijitlik katsayıları kullanılabilir.

### **5C.1.3. Orta Ayak İtme Hesabına İlişkin Kurallar**

**5C.1.3.1** – Orta ayak itme hesabı, ayak taşıyıcı sisteminin gözönüne alınan deprem doğrultusundaki hakim mod şekli ile orantılı modal yüklerin etkisi altında artımsal statik yöntemle yapılacaktır. Başlangıçtaki elastik davranış esas alınarak hesaplanan mod şekli itme hesabı boyunca sabit kabul edilebilir.

**5C.1.3.2** – İtme hesabından önce taşıyıcı sistem düşey (ölü) yüklerin etkisi altında hesaplanacak ve bu hesaptan elde edilen iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler itme hesabında başlangıç değerleri olarak kullanılacaktır.

**5C.1.3.3** – Kolonların başlık kirişleri ile çerçeve oluşturduğu ayakta enine doğrultuda artımsal olarak uygulanan modal yüklerin etkisi altında plastik mafsalların ardışık olarak meydana geldiği itme hesabı sonucunda, düşey eksen *ayak kesme kuvveti* ve yatay eksen *ayak tabanına göre ölçülen ayak tepe yerdeğiştirmesi* olan çok-doğrusal *orta ayak itme eğrisi* çizilecektir (**Şekil 5C.1(a)**). Bu eğri, orta ayak taşıyıcı sisteminin dayanım ve yerdeğiştirme kapasitesini ifade eder. Şekilde eğri üzerindeki koyulaştırılmış daireler plastik mafsalları temsil etmektedir.

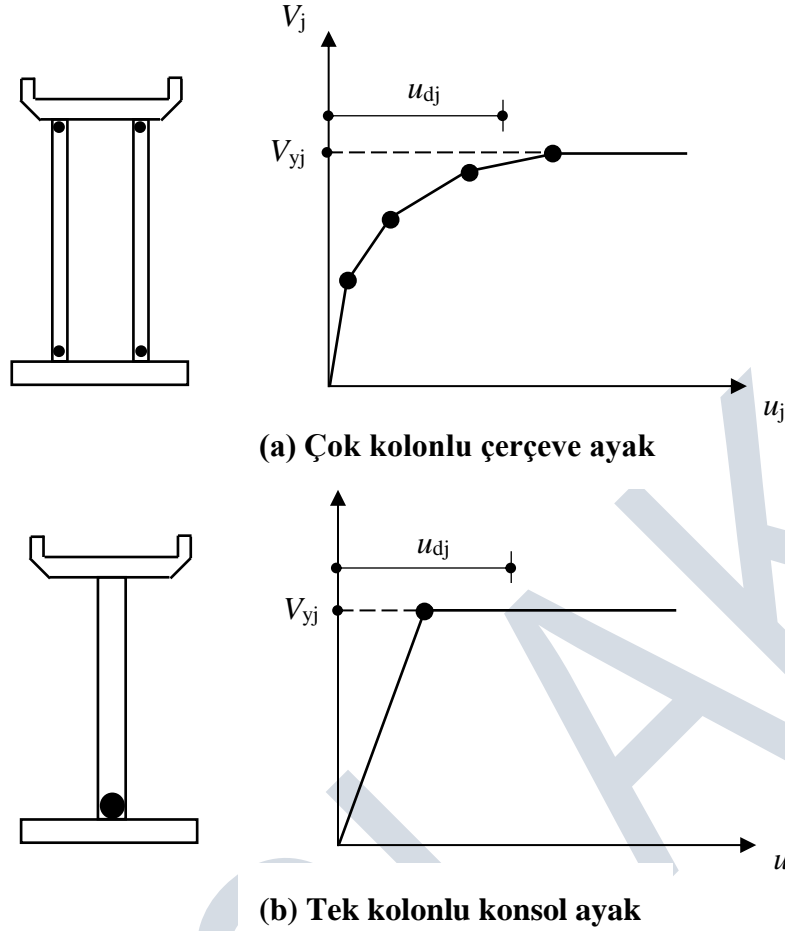
**5C.1.3.4** – Konsol olarak çalışan tek kolonlu ayakta her iki doğrultuda veya başlık kirişi ile çerçeve oluşturan kolonların yükseklik ve/veya kesitlerinin aynı olması durumunda boyuna doğrultuda itme hesabı, ilk adım sonunda tabanda plastik mafsalları oluşumu ile sonuçlanır ve sonraki adımda plastik bölgeye geçilir. Bu durumda orta ayak itme eğrisi iki-doğrusal *elasto-plastik* bir egridir (**Şekil 5C.1(b)**).

**5C.1.3.5** – Kazıklı temel durumunda itme hesabında kazıkların kazık başlığı ile birleşiminde plastik mafsallar oluşabilir. Bu durumda orta ayak itme eğrisindeki doğrusal parçaların sayısı artacaktır.

### **5C.1.4. Orta Ayak İtme Hesabının İkinci Aşama Deprem Hesabında Kullanımı**

**5C.1.4.1** – Her bir orta ayak YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 kapsamında o ayak için tanımlanan "*hedef yerdeğiştirme*"ye kadar itilerek, deprem talebine karşı gelen kolon plastik mafsalları dönmeleri ve kazıklı temel durumunda, eğer varsa, kazık plastik mafsalları dönmeleri elde edilecektir. Kolon kesme kuvvetleri ve eksenel kuvvetleri ile başlık kirişindeki ve kazıklardaki iç kuvvetler ise, ayakta tüm mafsalların oluştuğu *mekanizma durumu*'na karşı gelen kuvvetler olarak elde edilecektir.

**5C.1.4.2** – Orta ayak itme eğrisi, YÖNTEM 2.2 kapsamında AMB-ALT yönteminde ayak altsisteminin rijitlik ve dayanımını temsil eden çok-doğrusal bir yay olarak kullanılacaktır. Bu amaca yönelik hesapta itme işlemi, ayak taşıyıcı sistemi mekanizma durumuna gelene kadar sürdürülecektir. AMB-ALT yöntemi ile ilgili açıklamalar **EK 5F**'te verilmiştir.



Şekil 5C.1

## 5C.2. KENAR AYAK İTME HESABI

### 5C.2.1. Amaç

**5C.2.1.1** – *Kenar Ayak İtme Hesabı*, temelleri kazıklı olan kenar ayaklarda 5.5.3'te açıklanan YÖNTEM 2.1 – *Karma Yöntem* kapsamında enine doğrultudaki deprem etkisi altında kenar ayak elemanlarının iç kuvvet talepleri ile kazıkların plastik şekildeğiştirme taleplerinin elde edilmesi için yapılacaktır.

**5C.2.1.2** – *Kenar Ayak İtme Hesabı*, 5.5.4'te açıklanan YÖNTEM 2.2 ile itme hesabı kapsamında *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* (AMB)'nin alt-sistemli versiyonu olan AMB-ALT Yöntemi'nde enine doğrultudaki deprem etkisi altında kenar ayak alt-sistemlerinin temsil edilmesi ve aynı zamanda kenar ayak elemanlarının iç kuvvet talepleri ile kazıkların plastik şekildeğiştirme taleplerinin elde edilmesi için yapılacaktır. Birbirine özdeş kenar ayakların bulunması durumunda, alt-sistemlerin temsili için sadece tipik kenar ayağın itme hesabı yeterli olmaktadır.



### 5C.2.2. Modelleme Kuralları

**5C.2.2.1** – Kenar ayaklar için 5.4.7’de verilen modelleme kurallarına ek olarak, *Kenar Ayak İtme Hesabı*’na ilişkin modelleme kuralları aşağıda verilmiştir:

**5C.2.2.2** – *Kenar Ayak İtme Hesabı*’nda gözönüne alınacak tabliye kütleleri, komşu açıklığın yarısına karşı gelen kütle olarak kenar ayak takozlarının bulunduğu düğüm noktalarına atanacaktır.

**5C.2.2.3** – Kazık başlığının kütlelerine ek olarak kenarayak ön, kanat ve alın duvarları ile arka zemin dolgusunun da kütleleri gözönüne alınacaktır.

**5C.2.2.4** – Kazıklarda plastik mafsalların oluşumu gözönüne alınacak ve 7.4.2.3’te tanımlanan eşdeğer-doğrusal zemin yayları kullanılacaktır.

### 5C.2.3. Kenar Ayak İtme Hesabına İlişkin Kurallar

**5C.2.3.1** – Kenar ayak itme hesabı, kenar ayak taşıyıcı sisteminin enine doğrultudaki hakim mod şekli ile orantılı modal yüklerin etkisi altında artımsal statik yöntemle yapılacaktır. Başlangıçtaki elastik davranış esas alınarak hesaplanan mod şekli itme hesabı boyunca sabit kabul edilebilir.

**5C.2.3.2** – İtme hesabından önce kenar ayak taşıyıcı sistemi düşey (ölü) yüklerin etkisi altında hesaplanacak ve bu hesaptan elde edilen iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler itme hesabında başlangıç değerleri olarak kullanılacaktır.

**5C.2.3.3** – Enine doğrultuda artımsal olarak uygulanan modal yüklerin etkisi altında kazıkların kazık başlığı ile birleşiminde plastik mafsalların ardışık olarak meydana geldiği itme hesabı sonucunda, düşey eksenli kenar ayak kesme kuvveti ve yatay eksenli tabliye-kenarayak birşim noktasının yerdeğiştirmesi olan çok-doğrusal orta ayak itme eğrisi çizilecektir.

### 5C.2.4. Kenar Ayak İtme Hesabının İkinci Aşama Deprem Hesabında Kullanımı

**5C.2.4.1** – Her bir kenar ayak YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 kapsamında o ayak için tanımlanan “*hedef yerdeğiştirme*”ye kadar itilerek, deprem talebine karşı gelen kazık plastik mafsal dönmeleri ile kenar ayağın diğer elemanlarındaki iç kuvvetler elde edilecektir.

**5C.2.4.2** – Kenar ayak itme eğrisi, YÖNTEM 2.2 kapsamında AMB-ALT yönteminde kenar ayak altsisteminin rijitlik ve dayanımını temsil eden çok-doğrusal bir yay olarak kullanılacaktır. Bu amaca yönelik hesapta itme işlemi, kenar ayak taşıyıcı sistemi mekanizma durumuna gelene kadar sürdürülecektir. AMB-ALT yöntemi ile ilgili açıklamalar **EK 5F**’te verilmiştir.

## EK 5D – YÖNTEM 2.1: KARMA YÖNTEM İLE ŞEKİLDEĞİŞTİRME VE İÇ KUVVET TALEPLERİNİN ELDE EDİLMESİ

### 5D.1. ORTA AYAK YERDEĞİŞTİRME TALEBİ

5.5.3'e göre tabliye – orta ayak bağlantısının monolitik olmadığı köprülerde kullanılan ve “*Karma Yöntem*” olarak da adlandırılan YÖNTEM 2.1'de, 5.4'te verilen modelleme kuralları kullanılarak köprü taşıyıcı sisteminin **Bölüm 4**'e göre doğrusal hesabı yapılır. Bu hesaptan enine ve boyuna doğrultularda her bir ayak için elde edilen tepe yerdeğiştirmesinden yararlanılarak, değerlendirmeye esas doğrusal olmayan tepe yerdeğiştirmesi, diğer deyişle *değerlendirmeye esas yerdeğiştirme talebi* aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$u_{dj} = C_{Rj} u_{ej} \quad (5D.1)$$

Burada  $u_{dj}$ , j'inci orta ayağın değerlendirmeye esas doğrusal olmayan tepe yerdeğiştirmesini,  $u_{ej}$  doğrusal hesaptan bulunan yerdeğiştirmeyi,  $C_{Rj}$  ise aşağıdaki şekilde hesaplanan büyütme katsayısını göstermektedir:

(a) Gözönüne alınan deprem doğrultusunda köprünün hakim doğal titreşim periyodu  $T_p$ 'nin 2.3.4'te verilen tasarım ivme spektrumunda tanımlanan  $T_B$  köşe periyodundan daha uzun olması durumunda ( $T_p > T_B$ ) *eşit yerdeğiştirme kuralı* gereğince;

$$C_{Rj} = 1 \quad (5D.2)$$

(b) Gözönüne alınan deprem doğrultusunda köprünün hakim doğal titreşim periyodu  $T_p$ 'nin 2.3.4'te verilen tasarım ivme spektrumunda tanımlanan  $T_B$  köşe periyodundan daha kısa olması durumunda ( $T_p < T_B$ ) ise *büyütme katsayısı* aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır:

$$C_{Rj} = \frac{1 + (R_{yj} - 1) T_B / T_p}{R_{yj}} \geq 1 \quad (5D.3)$$

Burada  $R_{yj}$ , ilgili orta ayağa ait *akma dayanımı azaltma katsayısı*'ni göstermektedir ve aşağıdaki şekilde belirlenecektir:

$$R_{yj} = \frac{V_{ej}}{V_{yj}} \quad (5D.4)$$

Bu bağıntıda yer alan  $V_{ej}$  **Bölüm 4**'e göre yapılan doğrusal hesaptan bulunan orta ayak kesme kuvvetini,  $V_{yj}$  ise **EK 5C**'ye göre yapılan orta ayak itme hesabı sonucunda elde edilen ayak akma dayanımını göstermektedir (**Şekil 5C.1**).

### 5D.2. ORTA AYAKLARDA VE KENAR AYAKLARDA PLASTİK ŞEKİLDEĞİŞTİRME VE İÇ KUVVET TALEPLERİ

**5D.2.1** – Her bir orta ayakta boyuna ve enine doğrultularda **5D.1**'e göre elde edilen *değerlendirmeye esas yerdeğiştirme talebi*  $u_{dj}$ , o ayak için **5.5.2** ve **EK 5C**'ye göre yapılan *Orta Ayak İtme Hesabı*'nda *hedef yerdeğiştirme* olarak gözönüne alınacaktır (**Şekil 5C.1**). Orta ayak, hedef yerdeğiştirmeye kadar itilerek değerlendirmeye esas kolon plastik mafsal dönmeleri ve kazıklı temel durumunda, eğer varsa, kazık plastik mafsal dönmeleri hesaplanacaktır. Kolon kesme kuvvetleri ve eksenel kuvvetleri ile başlık kirişindeki ve kazıklardaki iç kuvvetler ise, ayakta tüm mafsalların oluştuğu duruma karşı gelen kuvvetler olarak elde edilecektir.

**5D.2.2** – Kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda YÖNTEM 2.1'e göre elde edilen *yerdeğiştirme talebi*, o kenar ayak için **5.5.2** ve **EK 5C**'ye göre yapılan *Kenar Ayak İtme Hesabı*'nda *hedef yerdeğiştirme* olarak gözönüne alınacaktır. Kenar ayak, hedef yerdeğiştirmeye kadar itilerek değerlendirmeye esas kazık plastik mafsal dönmeleri ile diğer kenar ayak elamanlarının iç kuvvetleri hesaplanacaktır.

### 5D.3. BAĞLANTI PLAKLARINDA PLASTİK ŞEKİLDEĞİŞTİRME TALEPLERİ

Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen standart köprülerde açıklıklar arasındaki boyu **4.3.2.3**'e göre uzatılan bağlantı plağının iki ucunda boyuna ve enine doğrultulardaki deprem etkileri altında plastik mafsal dönme talepleri, *eşit yerdeğiştirme kuralı* çerçevesinde YÖNTEM 2.1'e göre yapılacak doğrusal hesap sonuçlarından yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

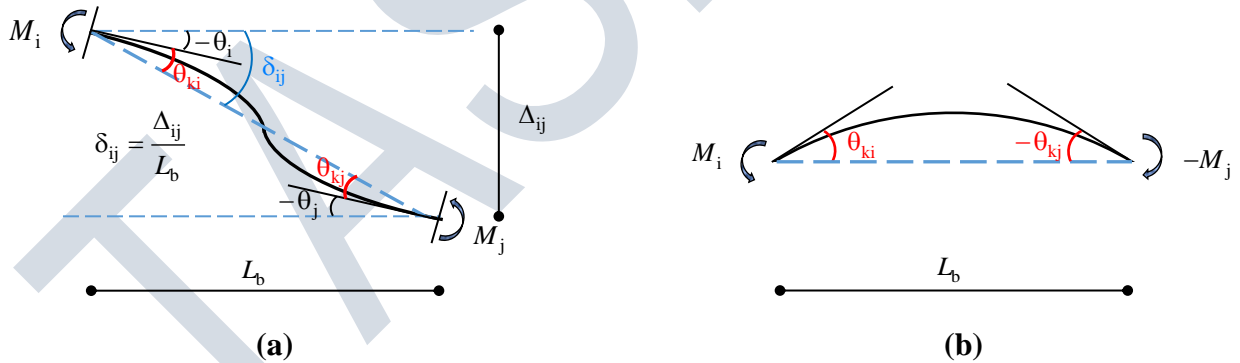
$$\theta_{pi} = \theta_{ki} - \theta_{Yi} \quad ; \quad \theta_{pj} = \theta_{kj} - \theta_{Yj} \quad (5D.5)$$

Burada  $\theta_{pi}$  ve  $\theta_{pj}$  i ve j uçlarındaki plastik mafsal dönmelerini,  $\theta_{ki}$  ve  $\theta_{kj}$  *yerdeğiştirmiş eksen dönmeleri*'ni,  $\theta_{Yi}$  ve  $\theta_{Yj}$  ise *akma dönmeleri*'ni göstermektedir. Boyuna ve enine deprem etkileri altında yerdeğiştirmiş eksen dönmeleri ve akma dönmeleri **5D.3.1** ve **5D.3.2**'de tanımlanmıştır.

#### 5D.3.1. Boyuna Doğrultuda Deprem Etkisi

(a) Boyuna doğrultudaki depremin etkisi altında bağlantı plağının iki ucundaki i ve j düğüm noktalarında *yerdeğiştirmiş eksen dönmeleri*  $\theta_{ki}$  ve  $\theta_{kj}$  aşağıdaki şekilde tanımlanır (**Şekil 5D.1(a)**):

$$\theta_{ki} = \delta_{ij} - \theta_i \quad ; \quad \theta_{kj} = \delta_{ij} - \theta_j \quad (5D.6)$$



Şekil 5D.1

Burada  $\theta_i$  ve  $\theta_j$  i ve j düğüm noktalarında YÖNTEM 2.1'e göre elde edilen düğüm noktası dönmelerini,  $\delta_{ij}$  ise bağlantı plağının iki ucundaki düğüm noktalarının arasındaki düşey yerdeğiştirme farkının bağlantı plağı boyuna oranını, diğer deyişle düşey yerdeğiştirme açısını göstermektedir.

$$\delta_{ij} = \frac{\Delta_{ij}}{L_b} \quad (5D.7)$$

Şekil düzlemine dik eksen etrafında saat akrebinin ters yönündeki açılar pozitif alınmıştır.

(b) Şekil 5D.1(a)'daki çift eğrilikli şekildeğiştirme durumunda, i ve j düğüm noktalarındaki yerdeğiştirmiş eksen dönmeleri ile eğilme momentleri arasındaki ilişkiler aşağıda verilmiştir:

$$\theta_{ki} = \frac{L_b}{3(EI)_e} M_i - \frac{L_b}{6(EI)_e} M_j \quad ; \quad \theta_{kj} = -\frac{L_b}{6(EI)_e} M_i + \frac{L_b}{3(EI)_e} M_j \quad (5D.8)$$

(c) i ucundaki momentin etkin akma momentine daha önce erişmesi durumunda ( $M_i = M_{Yi}$ ) akma uç dönmesi  $\theta_{Yi}$  Denk. (5D.8)'den aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$M_i = M_{Yi} \quad \theta_{Yi} = \frac{\phi_{Yi} L_b}{6} \left( 2 - \frac{\bar{M}_j}{M_{Yi}} \right) = \frac{\phi_{Yi} L_b}{6} \left( 2 - \frac{M_j}{M_i} \right) \quad (5D.9)$$

Burada  $\phi_{Yi}$ , i ucunda EK 5B'ye göre bulunan etkin akma eğriliğini,  $M_{Yi}$  etkin akma momentini,  $\bar{M}_j$  ise i ucunda akma oluştuğunda j ucundaki momenti göstermektedir.

(d) Her iki uçtaki etkin akma momentlerinin aynı olması durumunda ( $M_{Yi} = M_{Yj} = M_Y$ )

$$M_Y \quad \theta_{Yi} = \theta_{Yj} = \frac{\phi_Y L_b}{6} \quad (5D.10)$$

### 5D.3.2. Enine Doğrultuda Deprem Etkisi

(a) Enine doğrultudaki depremin etkisi altında bağlantı plağının iki ucundaki i ve j düğüm noktalarındaki yerdeğiştirmiş eksen dönmeleri  $\theta_{ki}$  ve  $\theta_{kj}$  yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde tanımlanabilir (Şekil 5D.1(b)):

$$\theta_{ki} = \theta_i \quad ; \quad \theta_{kj} = -\theta_j \quad (5D.11)$$

Burada bağlantı plağının iki ucundaki düğüm noktalarının arasında enine doğrultudaki ki yatay yerdeğiştirme farkı ihmal edilmiştir.

(b) Şekil 5D.1(b)'deki tek eğrilikli şekildeğiştirme durumunda, i ve j düğüm noktalarındaki yerdeğiştirmiş eksen dönmeleri ile eğilme momentleri arasındaki ilişkiler Denk. (5D.8) ile verilenlerin aynıdır. Ancak bu durumda  $M_j$  ve  $\theta_{kj}$ 'nin sayısal değerleri negatif olacaktır.

(c) i ucundaki momentin etkin akma momentine daha önce erişmesi durumunda ( $M_i = M_{Yi}$ ) akma uç dönmesi  $\theta_{Yi}$ , yukarıda belirtilen işaret değişikliği gözönüne alınarak Denk. (5D.8)'den aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$M_i = M_{Yi} \quad \theta_{Yi} = \frac{\phi_{Yi} L_b}{6} \left( 2 + \frac{|\bar{M}_j|}{M_{Yi}} \right) = \frac{\phi_{Yi} L_b}{6} \left( 2 + \frac{|M_j|}{M_i} \right) \quad (5D.12)$$

(d) Her iki uçta etkin akma momentlerinin aynı olması durumunda ( $M_{Yi} = M_{Yj} = M_Y$ )

$$M_Y \quad \theta_{Yi} = \theta_{Yj} = \frac{\phi_Y L_b}{2} \quad (5D.13)$$

#### 5D.4. TABLİYEDE VE BAĞLANTI PLAKLARINDA KESME KUVVETİ TALEPLERİ

- (a) Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen standart köprülerde bağlantı plaklarında ve tabliyede enine doğrultudaki deprem etkisi altında kesme kuvveti talebi, açıklığın iki tarafındaki bağlantı plaklarının etkin akma momentleri toplamının açıklığa bölünmesi ile elde edilecektir. Boyuna doğrultudaki deprem etkisi altında bağlantı plağındaki kesme kuvveti talebi de, bağlantı plağının iki ucundaki etkin akma momentleri toplamının uzaltılmış bağlantı plağı boyuna bölünmesi ile elde edilecektir.
- (b) Bağlantı plağı bulunmayan diğer standart köprülerde de kesme kuvveti talebi açıklık uçlarındaki etkin akma momentleri toplamının açıklığa bölünmesi ile elde edilecektir.
- (c) Ancak yukarıdaki her iki durumda elde edilen kesme kuvvetleri, doğrusal hesaptan bulunan kesme kuvvetlerinden daha büyük alınmayacaktır.

## EK 5E – YÖNTEM 2.2: ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME (AMB) YÖNTEMİ İLE ÇOK MODLU İTME HESABI

### 5E.1. GİRİŞ

**5E.1.1** – Yığılı plastik davranış (plastik mafsal) modeli çerçevesinde elasto-plastik mafsallarla modellenen köprü taşıyıcı sistemi, artımsal yük (veya yerdeğiştirme) etkileri altında ardışık iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir *itme adımı*'nda doğrusal elastik davranış gösterir. *Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi* ile çok modlu itme hesabı, bu itme adımlarında doğrusal *Mod Birleştirme Yöntemi*'nin artımsal olarak uygulanmasına dayanır.

**5E.1.2** – Yöntemin en önemli özelliklerinden biri, her bir itme adımı sonunda oluşan mafsal nedeni ile değişen taşıyıcı sistemin yeniden modellenmesi, modal özelliklerinin yeniden hesaplanması ve buna bağlı olarak taşıyıcı sistemde deprem yükü ve yerdeğiştirme dağılımlarının her adımda yenilenmesidir. Köprülerin diğer yapı taşıyıcı sistemlerine oranla hiperstatiklik derecesinin düşük olması nedeni ile yöntemin bu özelliği, doğrusal olmayan köprü davranışının gerçekçi bir şekilde temsil edilebilmesi bakımından çok önemlidir.

**5E.1.3** – Yöntemde deprem etkisi tasarım spektrumu ile tanımlanmaktadır. Her itme adımında *modal tek serbestlik dereceli sistemler* düzeyinde geçerli olduğu bilinen *eşit yerdeğiştirme kuralı*'nın esas alındığı yöntemde, artımsal olarak elde edilen yerdeğiştirmeler, iç kuvvetler ve plastik şekildeğiştirmeler adım adım toplanarak sonuçta seçilen deprem düzeyine karşı gelen deprem etkileri (deprem talepleri) hesaplanır.

### 5E.2. ARTIMSAL DEPREM YÜKLERİ VE ARTIMSAL YERDEĞİŞTİRMELER

(X) doğrultusunda bir depremin etkisi altında, ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki herhangi bir (i)'inci *doğrusal itme adımı*'nda, tipik bir n'inci doğal titreşim modu için taşıyıcı sistemin herhangi bir (j) düğüm noktasında x,y,z doğrultularında etkiyen artımsal modal deprem yükleri ile aynı noktadaki artımsal modal yerdeğiştirmeler aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\Delta f_{jsn}^{(X,i)} = m_j \Phi_{jsn}^{(i)} \Gamma_n^{(X,i)} \Delta a_n^{(X,i)} \quad ; \quad \Delta u_{jsn}^{(X,i)} = \Phi_{jsn}^{(i)} \Gamma_n^{(X,i)} \Delta d_n^{(X,i)} \quad (s = x,y,z) \quad (5E.1)$$

Burada (i) üst indisi i'inci itme adımını,  $m_j$  (j) düğüm noktasındaki kütle,  $\Phi_{jsn}^{(i)}$  n'inci doğal titreşim mod şeklinin (j) noktasında x, y veya z doğrultularındaki genliklerini,  $\Gamma_n^{(X,i)}$  ise (X) doğrultusundaki deprem için n'inci modun katkı çarpanını göstermektedir.  $\Delta a_n^{(X,i)}$  ve  $\Delta d_n^{(X,i)}$  i'inci itme adımında (X) doğrultusundaki deprem için n'inci moda ait modal tek serbestlik dereceli sistemin temel davranış büyüklükleri olan *modal sözde-ivme* ve *modal yerdeğiştirme* artımlarını ifade etmektedir. Bu büyüklükler, birbirlerine aşağıdaki şekilde bağlıdır:

$$\Delta a_n^{(X,i)} = (\omega_n^{(i)})^2 \Delta d_n^{(X,i)} \quad (5E.2)$$

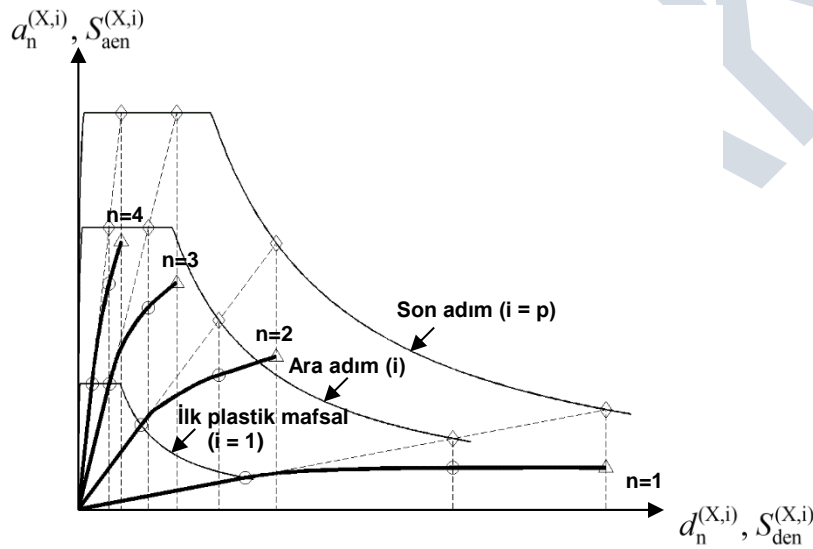
Burada  $\omega_n^{(i)}$ , (i)'inci itme adımındaki taşıyıcı sistemin n'inci moduna ait doğal açısal frekansı göstermektedir.

### 5E.3. MODAL KAPASİTE DİYAGRAMLARI

Her itme adımı sonunda artımsal *modal sözde-ivme* ve *modal yerdeğiştirme* değerleri, bir önceki adım sonunda elde edilenlere eklenerek birikimli (kümülatif) değerler aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$\begin{aligned} d_n^{(X,i)} &= d_n^{(X,i-1)} + \Delta d_n^{(X,i)} \\ a_n^{(X,i)} &= a_n^{(X,i-1)} + \Delta a_n^{(X,i)} \end{aligned} \quad (5E.3)$$

*Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi*'nin amacı, ardışık iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir (i)'inci itme adımında ve her modda **Denk.(5E.3)**'teki büyüklükleri elde etmek ve bunlardan yararlanarak taşıyıcı sistemde doğrusal olmayan tüm davranış büyüklüklerini hesaplamaktır. Yatay ve düşey eksenleri *modal yerdeğiştirme* ve *modal sözde-ivme* olarak tanımlanarak gözönüne alınan bütün titreşim modları için çizilen tipik *modal kapasite diyagramları* **Şekil 5E.1**'de görülmektedir. Geleneksel itme hesabında sadece birinci mod (n=1) için hesap yapılmakta, diğer modların etkileri ihmal edilmektedir.



Şekil 5E.1

### 5E.4. MODAL ÖLÇEKLENDİRME

**5E.4.1** – Şekil 5E.1’de yatay ve düşey eksenler aynı zamanda *spektral yerdeğiştirme* ( $S_{den}^{(X,i)}$ ) ve *spektral sözde-ivme* ( $S_{aen}^{(X,i)}$ ) olarak belirtilmişlerdir. Taşıyıcı sistemin doğrusal davranış göstermesi durumunda, verilen bir deprem için tipik n’inci modal yerdeğiştirme ve modal sözde-ivmenin maksimum değerleri olan *spektral yerdeğiştirme* ( $S_{den}^{(X,p)}$ ) ve *spektral sözde-ivme* ( $S_{aen}^{(X,p)}$ ) Şekil 5E.1’de orijinden çizilen ışınların en dıştaki spektrum eğrisini kestiği noktanın koordinatlarıdır. Bu koordinatların arasındaki bağıntı:

$$S_{aen}^{(X,p)} = (\omega_n^{(1)})^2 S_{den}^{(X,p)} \quad (5E.4)$$

Burada  $\omega_n^{(1)}$ , henüz hiçbir mafsal oluşmamış iken i=1’inci adımda taşıyıcı sistemin n’inci modu için hesaplanan doğal açıl frekansı göstermektedir.

**5E.4.2 – Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi’nde modal tek serbestlik dereceli sistemler düzeyinde geçerli olduğu bilinen eşit yerdeğiştirme kuralı** esas alınır. Bu kurala göre, verilen bir depremin etkisi altında başlangıç rijitlikleri aynı olan doğrusal ve doğrusal olmayan tek serbestlik dereceli sistemlerin maksimum yerdeğiştirmeleri, diğer deyişle doğrusal (elastik) spektral yerdeğiştirme  $S_{den}^{(X,p)}$  ile doğrusal olmayan (inelastik) spektral yerdeğiştirme  $S_{din}^{(X,p)}$ , her her bir titreşim modunda pratik olarak birbirine eşit alınabilir.

$$S_{din}^{(X,p)} \cong S_{den}^{(X,p)} \quad (5E.5)$$

*Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi’nde bu ilişki her bir i’inci itme adımı için geçerli varsayılmıştır.*

$$S_{din}^{(X,i)} \cong S_{den}^{(X,i)} \quad (5E.6)$$

Burada  $S_{den}^{(X,i)}$ , i’inci adım için aşağıdaki şekilde ölçeklendirilmiş doğrusal spektral yerdeğiştirmeyi göstermektedir.

$$S_{den}^{(X,i)} = \tilde{F}^{(i)} S_{den}^{(X,p)} \quad (5E.7)$$

Burada  $\tilde{F}^{(i)}$ , her bir i’inci adımda bütün modlar için sabit olarak spektral ölçek katsayısı’nı göstermektedir. **Denk.(5E.7)**, yeni bir plastik kesitin oluştuğu her bir itme adımı sürecinde elastik spektral yerdeğiştirmenin monotonik olarak artırılmasına karşı gelmektedir. Diğer deyişle, spektral yerdeğiştirmeler bakımından deprem etkisi, sıfırdan başlayarak her bir itme adımında belirli bir miktarda büyütülmüş olmaktadır. **Denk.(5E.6)** ve **Denk.(5E.7)**’den;

$$d_n^{(X,i)} = \tilde{F}^{(i)} S_{den}^{(X,p)} \quad (5E.8)$$

Burada  $d_n^{(X,i)}$ , n’inci modda tipik i’inci itme adımı sonunda erişilmesi öngörülen *doğrusal olmayan modal yerdeğiştirme*’yi göstermektedir. **Denk.(5E.6)**’daki *doğrusal olmayan (inelastik) spektral yerdeğiştirme*  $S_{din}^{(X,i)}$ , **Denk.(5E.8)**’deki  $d_n^{(X,i)}$ ’nin maksimum değeridir. Ancak kısaltma amacı ile **Denk.(5E.8)**’de maksimum değer olduğu belirtilmemiştir.

**Denk.(5E.8)**’e benzer şekilde, i’inci itme adımı için *artımsal modal yerdeğiştirme*  $\Delta d_n^{(X,i)}$ , bütün modlar için sabit olan *artımsal spektral ölçek katsayısı*  $\Delta \tilde{F}^{(i)}$  kullanılarak aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\Delta d_n^{(X,i)} = \Delta \tilde{F}^{(i)} S_{den}^{(X,p)} \quad (5E.9)$$

Böylece her bir itme adımında tüm modlara ait modal yerdeğiştirme artımları, tek bir parametreye bağlı olarak ifade edilmiş olmaktadır. Artımsal ve birikimli spektrum ölçek katsayıları arasındaki ilişki aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\tilde{F}^{(i)} = \tilde{F}^{(i-1)} + \Delta \tilde{F}^{(i)} \leq 1 \quad (5E.10)$$

**Denk.(5E.2)** ve **Denk.(5E.4)**’e göre “*spektral yerdeğiştirme – spektral sözde-ivme*” koordinatlarında çizilen tasarım spektrumunun, sistemdeki ilk plastik kesitin oluştuğu doğrusal elastik birinci adım ( $i = 1$ ) sonundaki ölçeklendirilmiş durumu ( $\tilde{F}^{(1)} \leq 1$ ) **Şekil 5E.1**’de orijine en yakın spektrum olarak gösterilmiştir. Spektrumun daha sonraki herhangi bir (i)’inci ara adım sonundaki ölçeklendirilmiş durumu da ( $\tilde{F}^{(i)} \leq 1$ ) aynı şekilde görülmektedir. (p)’inci son itme adımı sonunda ise ( $i = p$ ) elastik davranış spektrumunun kendisine varılmaktadır ( $\tilde{F}^{(p)} = 1$ ).



“Modal yerdeğiştirme – modal sözde ivme” koordinatları ile tanımlanan ve aşağıda belirlenecek olan *modal kapasite diyagramları* da, gözönüne alınan tipik bir taşıyıcı sistemin ilk dört modu için şematik olarak **Şekil 5E.1**’de gösterilmiştir.

## 5E.5. ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE İTME HESABI ALGORİTMASI

Yukarıda açıklanan modal ölçeklendirme işlemi esas alınarak, Artımsal Mod Birleştirme yöntemi ile yapılacak itme hesabının ana adımları aşağıda özetlenmiştir:

**5E.5.1** – Öncelikle taşıyıcı sistemin düşey yükler altında doğrusal hesabı yapılır ve tüm yedeğiştirmeler ve iç kuvvetler elde edilir. (0)’inci adım olarak nitelenen bu adımda elde edilen davranış büyüklükleri, daha sonraki itme adımları için başlangıç değerlerini oluşturur.

**5E.5.2** – Her bir (i)’inci itme adımında önce serbest titreşim hesabı yapılarak yeterli sayıda titreşim modu için mod şekilleri, açısız frekansları ve gözönüne alınan deprem doğrultusu için modal katkı çarpanları elde edilir.

**5E.5.3** – Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi’nde *ikinci mertebe etkileri* doğrudan dikkate alınabilmektedir. Bu amaçla serbest titreşim hesabında eksenel kuvvete maruz elemanların *ikinci mertebe eleman rijitlik matrisleri* gözönüne alınmalıdır. Plastik şekildeğiştirmelerin yaygınlaşması sonucunda, serbest titreşim hesabında ikinci mertebe etkileri nedeni ile ilk birkaç modun özdeğerleri (açısız frekansların kareleri) belirli bir itme adımından sonra negatif değerler alabilirler. Negatif özdeğerlerin hesaplanabilmesi için uygun hesap yöntemleri (örneğin *Jacobi Yöntemi*) kullanılmalıdır.

**5E.5.4 – Denk.(5E.9)** gözönüne alınarak n’inci mod için **Denk.(5E.1)**’de verilen tipik modal yerdeğiştirme artımı aşağıdaki şekilde ifade edilebilir

$$\Delta u_{jsn}^{(X,i)} = \tilde{u}_{jsn}^{(X,i)} \Delta \tilde{F}^{(j)} \quad ; \quad \tilde{u}_{jsn}^{(X,i)} = \Phi_{jsn}^{(i)} \Gamma_n^{(X,j)} S_{den}^{(X,p)} \quad (s = x,y,z) \quad (5E.11)$$

**Denk.(5E.1)** ve **Denk.(5E.2)** gözönüne alınarak n’inci modda **Denk.(5E.11)**’deki modal yerdeğiştirme artımına karşı gelen tipik modal deprem yükü aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\Delta f_{jsn}^{(X,i)} = \tilde{f}_{jsn}^{(X,i)} \Delta \tilde{F}^{(j)} \quad ; \quad \tilde{f}_{jsn}^{(X,i)} = m_j (\omega_n^{(i)})^2 \tilde{u}_{jsn}^{(X,i)} \quad (s = x,y,z) \quad (5E.12)$$

Tipik değerleri **Denk.(5E.11)**’de verilen modal yerdeğiştirme artımlarının *yerdeğiştirme yüklemesi* olarak taşıyıcı sisteme empoze edilmesi veya tipik değerleri **Denk.(5E.12)**’de verilen modal deprem yükü artımlarının doğrudan taşıyıcı sisteme yüklenmesi ile n’inci mod için elde edilen herhangi bir *jenerik davranış büyüklüğü* (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme veya iç kuvvet) artımı tipik olarak aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\Delta r_n^{(X,i)} = \tilde{r}_n^{(X,i)} \Delta \tilde{F}^{(i)} \quad (5E.13)$$

Böylece herhangi bir i’inci itme adımında tipik n’inci mod için tüm davranış büyüklüğü artımları, deprem verisi olarak i=1’inci adımda hesaplanan *elastik spektral yerdeğiştirme*  $S_{den}^{(X,p)}$  (bu veri tüm itme adımlarında değişmeksizin aynen kullanılacaktır) ve aşağıda her bir mafsız oluşumunda hesaplanacak olan  $\Delta \tilde{F}^{(i)}$  artımsal spektral ölçek katsayısına bağlı olarak elde edilmiş olmaktadır.

**5E.5.5** – Bütün yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet büyüklükleri için yukarıda hesaplanan ait modal katkıların birleştirilmesi için **EK 4A**'da belirtilen *Tam Karesel Birleştirme (TKB) Kuralı* kullanılır. Bu kuralın uygulanmasında kritik sönüm oranı bütün modlarda 0.05 olarak alınabilir.

$$\Delta r^{(X,i)} = \tilde{r}^{(X,i)} \Delta \tilde{F}^{(i)} \quad ; \quad \tilde{r}^{(X,i)} = \sqrt{\sum_{m=1}^{YM} \sum_{n=1}^{YM} \tilde{r}_m^{(X,i)} \rho_{mn} \tilde{r}_n^{(X,i)}} \quad (5E.14)$$

Tam Karesel Birleştirme (TKB) modal birleştirme kuralının uygulanması nedeni ile işaretler kaybolduğundan; tipik yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme veya iç kuvvetin en büyük mutlak değerinin elde edildiği moddaki işaret esas alınır.

**5E.5.6** – Ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki herhangi bir (i)'inci itme adımı sonunda, taşıyıcı sistemin herhangi bir (j) noktasında veya kesidinde oluşan herhangi bir yerdeğiştirmeyi, plastik şekildeğiştirmeyi veya iç kuvveti temsil eden *tipik jenerik büyüklük*  $r_j^{(X,i)}$ , bu aşamada tek bilinmeyen olan (i)'inci adımdaki artımsal ölçek katsayısı  $\Delta \tilde{F}^{(i)}$  cinsinden aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$r_j^{(X,i)} = r_j^{(X,i-1)} + \Delta r_j^{(X,i)} \quad ; \quad \tilde{r}_j^{(X,i)} = \tilde{r}_j^{(X,i-1)} + \tilde{r}_j^{(X,i)} \Delta \tilde{F}^{(i)} \quad (5E.15)$$

Bu bağıntıda  $r_j^{(X,i-1)}$  bir önceki (i-1)'inci itme adımı sonunda elde edilmiş olan büyüklüğü göstermektedir. Bu bağlamda birinci itme adımından (i=1) önceki sıfırıncı adım (i-1=0), itme analizinden önce yapılması gereken düşey yük hesabından elde edilen tipik büyüklüğe karşı gelmektedir.

**5E.5.7** – Her bir itme adımı sonunda taşıyıcı sistemde oluşan plastik mafsalın ve buna bağlı olarak o adıma ait artımsal spektral ölçek katsayısının belirlenmesi için **Denk.(5E.15)**'te verilen genel bağıntı, kirişlerde her bir potansiyel plastik kesitteki eğilme momenti için, kolon ve perdelerde ise akma yüzeyinin koordinatlarını oluşturan momentler ve eksenel kuvvet için özel olarak yazılır. Aşağıda eksenel kuvvet ve tek eksenli eğilme (PM) durumu ele alınmıştır. Ancak aynı formülasyon eksenel kuvvet ve iki eksenli eğilme (PMM) durumu için de benzer şekilde uygulanabilir. (j) kesidine etkiyen eksenel kuvvet ve tek eksenli eğilme (PM) durumu için **Denk.(5E.15)** aşağıdaki şekilde yazılabilir:

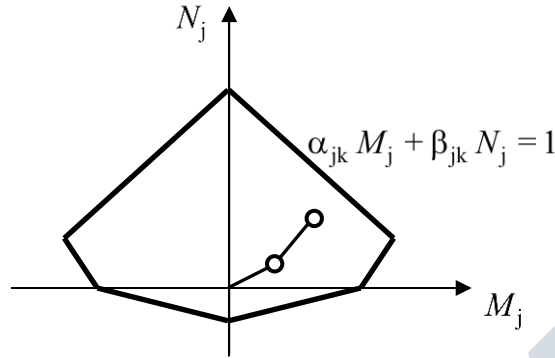
$$\begin{aligned} M_j^{(X,i)} &= M_j^{(X,i-1)} + \tilde{M}_j^{(X,i)} \Delta \tilde{F}^{(i)} \\ N_j^{(X,i)} &= N_j^{(X,i-1)} + \tilde{N}_j^{(X,i)} \Delta \tilde{F}^{(i)} \end{aligned} \quad (5E.16)$$

Hesap kolaylığı bakımından akma yüzeylerinin doğrusallaştırılması pratikte yaygın olan bir uygulamadır. Akma yüzeyleri, PM durumunda akma çizgileri, PMM durumunda ise akma düzlemleri olarak doğrusallaştırılırlar. (j) kesidinde **Şekil 5E.2**'ye göre doğrusallaştırılan akma çizgilerinden herhangi birine karşı gelen (k)'ıncı doğru parçasının analitik ifadesi aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\alpha_{jk} M_j + \beta_{jk} N_j = 1 \quad (5E.17)$$

**Denk.(5E.16)**'daki büyüklüklerin **Denk.(5E.17)**'de yerine konulması ile (i)'nci adıma ait artımsal ölçek katsayısı aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$(\Delta \tilde{F}^{(i)})_{jk} = \frac{1 - \alpha_{jk} M_j^{(X,i-1)} - \beta_{jk} N_j^{(X,i-1)}}{\alpha_{jk} \tilde{M}_j^{(i)} + \beta_{jk} \tilde{N}_j^{(i)}} \quad (5E.18)$$



Şekil 5E.2

Herhangi bir (j) potansiyel plastik kesitte, bütün (k) akma yüzeyleri (çizgileri) için elde edilen  $(\Delta \tilde{F}^{(i)})_{jk}$  değerlerinin pozitif olanlarının en küçüğü bulunduğundan sonra, bunların da tüm taşıyıcı sistemde hesaplanan en küçüğü, (i)'inci hesap adımı sonundaki  $\Delta \tilde{F}^{(i)}$  artımsal ölçek katsayısı olarak elde edilir. Bu değere karşı gelen (j) kesiti ise, yeni oluşan plastik kesitin sistem içindeki yerini belirler.

**5E.5.8** – (i)'inci itme adımında  $\Delta \tilde{F}^{(i)}$  elde edildikten sonra;

(a) Birikimli spektral ölçek katsayısı,  $\tilde{F}^{(i)}$ , **Denk.(5E.10)**'dan hesaplanır.

(b) Taşıyıcı sistemin herhangi bir (j) noktasında veya kesidinde oluşan herhangi bir tipik yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme veya iç kuvvet büyüklüğü,  $r_j^{(x,i)}$ , **Denk. (5E.15)**'e göre elde edilir.

(c) Gözönüne alınan tüm modlara ait modal yerdeğiştirme artımları **Denk.(5E.9)**'dan, bunlara bağlı olarak modal sözde-ivme artımları **Denk.(5E.2)**'den hesaplanır. (i)'inci itme adımının sonundaki birikimli modal yerdeğiştirmeler ve sözde-ivmeler ise **Denk.(5E.3)**'ten elde edilir.

**5E.5.9** – Her bir itme adımının tamamlanmasından sonra, o adım sonunda oluşan plastik mafsalları gözönüne alınarak sistem rijitlik matrisinde gerekli değişiklikler yapılır, doğal titreşim modları yeniden hesaplanır ve yeni itme adımı için işlemlere başlanır. Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında plastik şekildeğiştirme vektörünün akma yüzeyine dik olması koşulu dikkate alınmalıdır.

**5E.5.10** – Yatay eksenle modal yerdeğiştirmelerin, düşey eksenle ise modal ivmelerin temsil edildiği tipik *modal kapasite diyagramları* **Şekil 5E.1**'de gösterilmiştir. Tanım olarak, n'inci moda ait tipik kapasite diyagramında ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki doğru parçasının eğimi, **Denk.(5E.2)** uyarınca o adımda n'inci modun doğal açısal frekansının karesine,  $(\omega_n^{(i)})^2$ , diğer deyişle n'inci özdeğere eşittir. Plastik şekildeğiştirmelerin yaygınlaşması sonucunda, ikinci mertebeye etkileri nedeni ile ilk birkaç modun özdeğerleri, dolayısıyla ilgili modal kapasite diyagramlarının eğimleri, belirli bir itme adımından sonra negatif değerler alabilirler. İlgili moda ait kapasite diyagramının yatay eksenini kesmesi taşıyıcı sistemde stabilitenin kaybolduğunu gösterir.

## 5E.6. MAKSİMUM DAVRANIŞ BÜYÜKLÜKLERİNİN BELİRLENMESİ

**5E.6.1** – Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi’nde modal yerdeğiştirmeler maksimum değerlerine bütün modlarda birlikte ulaşırlar. Her itme adımı sonunda **Denk.(5E.10)** ile hesaplanan birikimli spektral ölçek katsayısının, maksimum değer olan birim değeri aşıp aşmadığı kontrol edilir. Aşmaması durumunda, hesaba **5E.5.10**’da belirtildiği üzere devam edilir. Aşması durumunda ise;

(a) Varılan itme adımı son itme adımı olarak tanımlanarak (p) indisi ile temsil edilir.  $i = p$  alınarak ve  $\tilde{F}^{(p)} = 1$  olduğu gözönüne tutularak, son adıma ait artımsal spektrum ölçek katsayısı **Denk.(5E.10)**’dan hesaplanır:

$$\Delta\tilde{F}^{(p)} = 1 - \tilde{F}^{(p-1)} \quad (5E.19)$$

(b) **Denk.(5E.9)** ile tanımlanan n’inci moddaki modal yerdeğiştirmenin, son itme adımında aşağıdaki şekilde yeniden tanımlanması gereklidir:

$$\Delta d_n^{(X,p)} = C_{Rn} S_{den}^{(X,p)} \Delta\tilde{F}^{(p)} \quad (5E.20)$$

Herhangi bir modda *spektral yerdeğiştirme oranı*  $C_{Rn}$  ’nin **5E.6.2**’ye göre  $C_{Rn} > 1$  olması durumunda, deprem verisi olarak sadece  $i = p$  adımı için **5E.5.4**’te  $S_{den}^{(X,p)}$  yerine  $C_{Rn} S_{den}^{(X,p)}$  alınır ve *Mod Birleştirme Yöntemi* ile tipik büyüklüğe ait  $\tilde{r}_j^{(X,p)}$  değeri yeniden hesaplanır.

(c) Tipik yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme veya iç kuvvetin maksimum değeri, diğer deyişle tipik istem büyüklüğü **Denk.(5E.15)**’e göre elde edilir:

$$r_j^{(X,p)} = r_j^{(X,p-1)} + \tilde{r}_j^{(X,p)} \Delta\tilde{F}^{(p)} \quad (5E.21)$$

**5E.6.2** – Gözönüne alınan herhangi bir n’inci moda ait *spektral yerdeğiştirme oranı*  $C_{Rn}$  aşağıdaki şekilde hesaplanır:

(a)  $T_n^{(1)} > T_B$  [veya  $(\omega_n^{(1)})^2 < \omega_B^2$ ] koşulunun sağlanması durumunda  $C_{Rn} = 1$  alınır.

(b)  $T_n^{(1)} < T_B$  [veya  $(\omega_n^{(1)})^2 > \omega_B^2$ ] olması durumunda ise  $C_{Rn}$  yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde belirlenebilir:

$$C_{Rn} = \frac{1 + (R_{yn} - 1) T_B / T_n^{(1)}}{R_{yn}} \geq 1 \quad \left( \frac{(\omega_n^{(p)})^2}{(\omega_n^{(1)})^2} \leq 0.10 \right) \quad (5E.22)$$
$$C_{Rn} = 1 \quad \left( \frac{(\omega_n^{(p)})^2}{(\omega_n^{(1)})^2} > 0.10 \right)$$

Bu bağıntıda  $R_{yn}$ , n’inci mod için çizilen iki doğrulu modal kapasite diyagramından elde edilen *akma dayanımı azaltma katsayısı*’nı göstermektedir:

$$R_{yn} = \frac{S_{aen}^{(X,p)}}{a_{yn}} \quad (5E.23)$$

## 5E.7. ÖZEL DURUMLAR

**5E.7.1** – Taşıyıcı sistem davranışında sadece birinci (deprem doğrultusunda hakim) modun etkili olduğunun varsayılması durumunda, Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi ile ilgili olarak yukarıda yazılan tüm bağıntılar, hiçbir değişiklik yapılmaksızın, sadece hakim mod için yazılarak kullanılabilir. Bu özel durumda itme hesabı, geleneksel itme yönteminden farklı olarak, yük dağılımının her bir itme adımında *değişken* olduğunun gözönüne alındığı tek modlu itme analizine indirgenmiş olmaktadır. Modal ölçeklendirmenin söz konusu olmadığı bu çözümde, en sondaki  $i = p$  adımı öncesindeki diğer itme analizi adımlarında elde edilen büyüklükler, seçilen depremden bağımsızdır.

**5E.7.2** – Taşıyıcı sistem davranışının doğrusal elastik olması durumunda Artımsal Mod Birleştirme (AMB) Yöntemi, doğrusal Mod Birleştirme Yöntemi'ne indirgenir. Kesitlerin akma yüzeylerinin fiktif olarak büyütülmesi ile, hiçbir kesitte plastik şekildeğiştirme meydana gelmeden modal yerdeğiştirme istemine ulaşılabacağından, bu durumda itme analizi sadece tek bir adımda sonuçlanacak ve **Şekil 5E.1**'deki modal kapasite diyagramları birer doğru parçasından ibaret olacaktır.

## 5E.8. REFERANSLAR

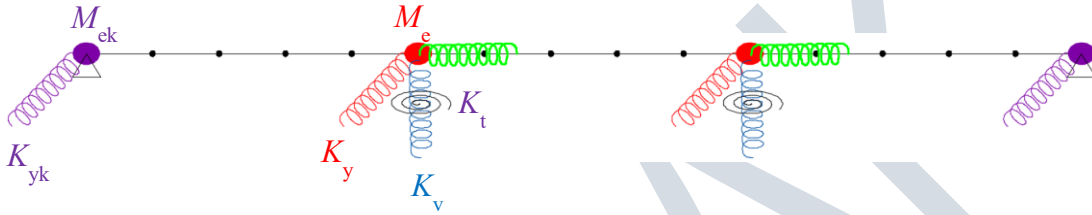
- [1] Aydınoglu, MN (2003). An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*; **1**(1): 3-36.
- [2] Aydınoglu, MN (2004). An improved pushover procedure for engineering practice: Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA). *International Workshop on Performance-based Seismic Design: Concepts and Implementation*, edited by P. Fajfar and H. Krawinkler, Bled, Slovenia, 28 June – 1 July 2004, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, PEER Report 2004/05: 345-356
- [3] fédération internationale du béton (fib) Bulletin 39 – State of the art report (2007). *Seismic bridge design and retrofit – structural solutions*, pp. 219-223, Lausanne.
- [4] Aydınoglu, MN (2007). A response spectrum-based nonlinear assessment tool for practice. *ISET Journal of Earthquake Technology*; **44**(1): 169-192.
- [5] Kappos, AJ, Saiidi, MS, Aydınoglu, MN, Isakovic, T, editors (2012). Seismic Design and Assessment of Bridges, “*Inelastic Methods of Analysis and Case Studies*”, Chapter 3: *Methods for Inelastic Analysis of Bridges*, Springer.

## EK 5F – YÖNTEM 2.2 KAPSAMINDA ALTSİSTEMLİ ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME (AMB – ALT) YÖNTEMİ İLE ÇOK MODLU İTME HESABI

Tabliye – orta ayak bağlantısı monolitik olmayan ve maksimum ayak yüksekliğinin 40 m’yi aşmadığı standart köprülerde YÖNTEM 2.2 kapsamında *Artımsal Mod Birleştirme* (AMB) Yöntemi ile çok modlu itme hesabında orta ayakların ve enine doğrultuda kazıklı kenar ayakların birer altsistem olarak gözönüne alındığı AMB-ALT *Yöntemi* aşağıda açıklanmıştır.

### 5F.1. ORTA AYAK VE KENAR AYAK ALTSİSTEM PARAMETRELERİ

AMB-ALT *Yöntemi*’nde köprü taşıyıcı sistemi kapsamında orta ayaklar ve enine doğrultuda kazıklı kenar ayaklar fiziksel olarak modellenmeyecek ve aşağıda tanımlanan yay (link) elemanları ve etkin ayak kütleleri ile temsil edilecektir (**Şekil 5F.1**).



**Şekil 5F.1**

(a) Enine ve boyuna yatay doğrultularda her bir orta ayak için **EK 5C.1**’de açıklanan *Orta Ayak İtme Hesabı*’ndan elde edilen *orta ayak itme eğrisi*, orta ayak altsisteminin rijitlik ve dayanımını temsil eden çok-doğrulu bir yay (link) elemanı olarak kullanılacaktır. **Şekil 5F.2**’de gösterildiği üzere, her bir itme adımında  $j$ ’inci orta ayağın  $K_x$  veya  $K_y$  yatay rijitliği, o adımı temsil eden doğru parçasının eğimine eşittir.

(b) Enine doğrultuda kazıklı kenar ayaklar için **EK 5C.2**’de açıklanan *Kenar Ayak İtme Hesabı*’ndan elde edilen *kenar ayak itme eğrisi*, kenar ayak altsisteminin rijitlik ve dayanımını temsil eden çok-doğrulu bir yay (link) elemanı olarak ( $K_{yk}$ ) kullanılacaktır.

(c) Düşey doğrultuda ayak eksenel rijitliği  $K_v$  aşağıda verilen düşey yay (link) elemanı ile temsil edilecektir.

$$K_v = \sum_{k=1}^{N_k} \frac{(EA)_k}{H_k} \quad (5F.1)$$

Düşey eksen etrafında ayağın burulma rijitliği  $K_t$  aşağıda verilen burulma yayı (link) elemanı ile temsil edilecektir.

$$K_t = \sum_{k=1}^{N_k} \left( 0.2 \frac{(GI_t)_k}{H_k} + 3 \frac{(EI)_{e,k}}{H_k^3} y_k^2 \right) \quad (5F.2)$$

Yukarıdaki bağıntılarda  $(EA)_k$ ,  $(GI_t)_k$  ve  $(EI)_{e,k}$  ayaktaki  $k$ ’inci kolonun, sırası ile, eksenel kesit rijitliğini, burulma kesit rijitliğini ve **EK 5B**’ye göre bulunan etkin eğilme kesit rijitliğini,  $H_k$  ise kolonun yüksekliğini göstermektedir. **Denk.(5F.2)**’de yer alan  $y_k$  çerçeve ayakta  $k$ ’inci kolon ekseninin çerçeve orta ekseninden itibaren enine doğrultudaki mesafesidir (tek kolon durumunda sıfıra eşittir).

(d) Orta ayağın *uyuşumlu kütlesi*  $M_e$ , ayağın tabliye ile birleştiği noktaya atanmak üzere aşağıdaki şekilde tanımlanacaktır:

$$M_e = \sum_{s=1}^{N_s} m_s \bar{\phi}_{s,p}^2 \quad ; \quad \bar{\phi}_{s,p} = \frac{\phi_{s,p}}{\phi_{t,p}} \quad (5F.3)$$

Burada  $M_e$  orta ayak uyuşumlu kütlelerini,  $m_s$  ayaktaki düğüm noktalarında bulunan yığılı kütleleri,  $\phi_{s,p}$  gözönüne alınan deprem doğrultusunda ayağın hakim titreşim mod şeklinin genliklerini,  $\phi_{t,p}$  ise ayağın tepe noktasındaki mod şekli genliğini göstermektedir.

(e) *Kenar ayağın uyuşumlu kütlesi*  $M_{ek}$ , kenar ayağın tabliye ile birleştiği noktaya atanmak üzere orta ayağa benzer şekilde tanımlanacaktır.

## 5F.2. AMB-ALT YÖNTEMİ HESAP ALGORİTMASI

AMB-ALT *Yöntemi*'nde köprü taşıyıcı sistemi, tabliye modeli ile birlikte yukarıda tanımlanan orta ayak ve kenar ayak altsistem parametrelerini temsil eden yaylar ve kütlelerden oluşmaktadır. **EK 5E**'de açıklanan AMB Yöntemi hesap algoritması AMB-ALT yönteminde aşağıdaki şekilde uygulanacaktır:

(a) AMB Yöntemi'nde her bir itme adımında tüm jenerik davranış büyüklüklerinin artımları hesaplanır iken, AMB-ALT Yöntemi'nde her adımda tabliye tipik davranış büyüklüklerine ek olarak sadece kenar ayak ve orta ayak tepe yerdeğiştirmesi artımları elde edilecektir.

(b) AMB Yöntemi hesap algoritması kapsamında **5E.5.7**'ye göre her itme adımında artımsal spektral ölçek katsayısının belirlenmesi için kullanılan plastik mafsal moment kapasitesine erişme koşulu yerine, AMB-ALT Yöntemi'nde **Şekil 5F.2**'de gösterildiği üzere, her bir itme adımında orta ayak veya kenar ayak itme eğrisinde o adımı temsil eden doğru parçasından bir sonraki parçaya geçiş koşulu esas alınacaktır. Böylece o adım sonunda artımsal ve spektral ölçek katsayısı ile birlikte tüm ayakların tepe yerdeğiştirmeleri doğrudan elde edilmiş olacaktır.

(c) AMB Yöntemi hesap algoritması kapsamında **5E.5.8**'de açıklanan işlemler aynen uygulanacaktır. **5E.5.9** kapsamında her bir itme adımının tamalanmasından sonra ilgili orta ayak itme veya kenar ayak eğrisinde bir sonraki doğru parçasının rijitliği gözönüne alınarak doğal titreşim hesabı ile yeni titreşim modları hesaplanarak itme işlemine devam edilecektir.

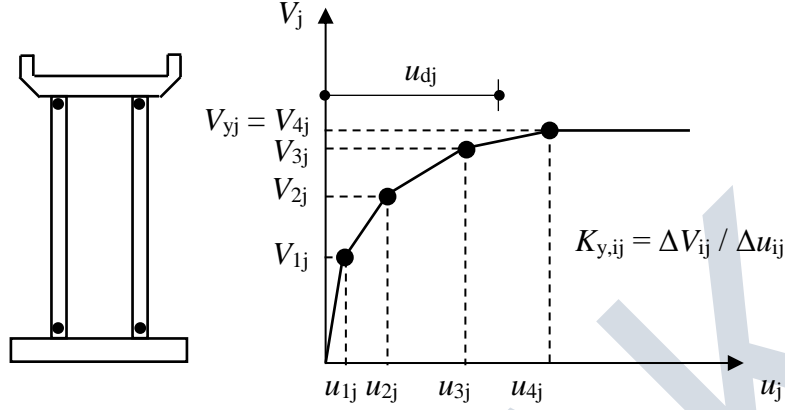
## 5F.3. MAKSİMUM DAVRANIŞ BÜYÜKLÜKLERİNİN BELİRLENMESİ

(a) Maksimum davranış büyüklüklerinin belirlenmesi ile ilgili olarak AMB Yöntemi hesap algoritması kapsamında **5E.6**'da açıklanan işlemler maksimum tabliye davranış büyüklükleri ile maksimum orta ayak tepe yerdeğiştirmeleri ve kenar ayak yerdeğiştirmeleri için aynen uygulanacaktır.

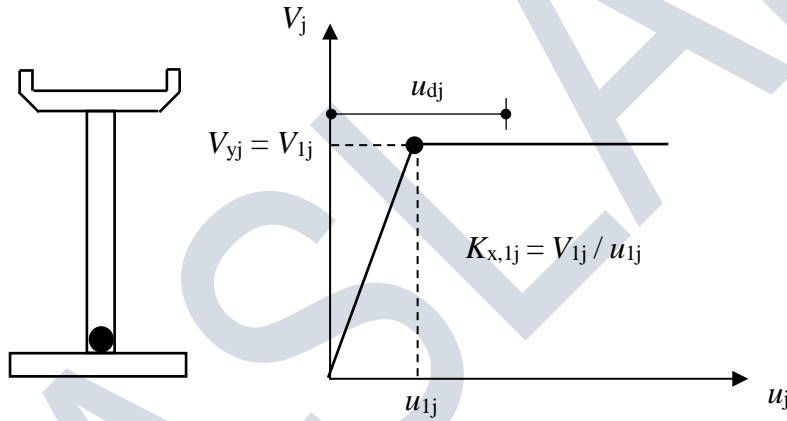
(b) Maksimum orta ayak plastik şekildeğiştirmeleri ve iç kuvvetlerinin belirlenmesi için **EK 5C.1**'de açıklanan *Orta Ayak İtme Hesabı*'ndan yararlanılacaktır. Bu bağlamda, her bir orta ayak için yukarıdaki (a) paragrafında belirtildiği şekilde elde edilen maksimum ayak tepe yerdeğiştirmesi, o ayak için *orta ayak itme hesabı* kapsamında *hedef yerdeğiştirme* olarak tanımlanacak ve orta ayak o hedefe erişilinceye kadar itilerek sonuçta ayaktaki deprem talebine karşı gelen kolon plastik mafsal dönmeleri ve kazıklı temel durumunda, eğer varsa, kazık plastik mafsal dönmeleri hesaplanacaktır. Kolon kesme kuvvetleri ve eksenel kuvvetleri ile başlık kirişindeki ve kazıklardaki iç kuvvetler ise, ayakta tüm mafsalların oluştuğu *mekanizma durumu*'na karşı gelen kuvvetler olarak elde edilecektir.

(c) Kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda kazık plastik şekildeğiştirmeleri ve diğer kenar ayak elemanlarının iç kuvvetlerinin belirlenmesi için **EK 5C.2**'de açıklanan *Kenar Ayak İtme Hesabı*'ndan yararlanılacaktır. Bu bağlamda, her bir kenar ayak için yukarıdaki (a) paragrafında

belirtildiği şekilde elde edilen maksimum yerdeğiştirme, o kenar ayak için *kenar ayak itme hesabı* kapsamında *hedef yerdeğiştirme* olarak tanımlanacak ve kenar ayak o hedefe erişilinceye kadar itilerek sonuçta ayaktaki deprem talebine karşı gelen kazık plastik mafsal dönmeleri ve ve diğer kenar ayak elemanlarının iç kuvvetleri hesaplanacaktır.



(a) Çok kolonlu çerçeve ayak



(b) Tek kolonlu konsol ayak

Şekil 5F.2



## BÖLÜM 6 – ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN VE DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN DAVRANIŞININ BELİRLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR

### 6.1. TANIM, KAPSAM ve GENEL İLKELER

Deprem etkisi altında tasarımı yapılacak yeni karayolu ve demiryolu köprüleri ile deprem performansı değerlendirilecek veya güçlendirilecek mevcut karayolu ve demiryolu köprüleri için gerekli zemin araştırmalarının kapsamı, zemin koşullarının, sınıf ve parametrelerinin belirlenmesi, zemin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi ve sıvılaşmaya bağlı yanıl yayılma etkileri, deprem etkisi altında yanıl zemin basınçları ve şevlerin duyarlılığı ile zemin ortamının doğrusal olmayan dinamik modellenmesine ve davranış hesabına ilişkin kurallar, bu Bölüm’de verilmiştir.

### 6.2. ZEMİN KOŞULLARININ TANIMLANMASI: ZEMİN ARAŞTIRMALARI, VERİ RAPORU VE GEOTEKNİK RAPOR

Köprü inşaat alanına ilişkin zemin koşullarının tanımlanması, tasarım için gerekli geoteknik parametrelerin belirlenmesi ve raporlanması için yapılacak çalışmalar aşağıda belirtilmiştir.

#### 6.2.1. Zemin Araştırmaları

**6.2.1.1** – Zemin koşullarının belirlenmesi için, arazi ve laboratuvar çalışmalarını içeren zemin araştırmaları yapılacaktır. Zemin araştırmalarının kapsamı, köprünün özellikleri, jeolojik yapı ve zemin birimlerinin özellikleri, civar yapıların durumu, yeraltı suyu durumu ile bölgesel deprem özellikleri ve çevre koşulları dikkate alınarak planlanacaktır.

**6.2.1.2** – Zemin araştırmaları **EK 6A**'da tanımlanan kurallara göre yapılacaktır.

#### 6.2.2. Zemin Araştırma Raporları: Veri Raporu ve Geoteknik Rapor

*Zemin ve Temel Etüd Raporları*, zemin araştırma sonuçlarının sunulacağı *Veri Raporu* ve tasarıma yönelik olarak hazırlanacak *Geoteknik Rapor*’dan oluşacaktır.

**6.2.2.1** – *Veri Raporu*, arazi ve laboratuvarla gerçekleştirilmiş zemin araştırmalarında elde edilen verilerin sunulduğu rapordur. Bu rapor kapsamında, bölgenin jeolojik yapısı ve proje sahasının jeolojik özellikleri, araştırma sondajları ve muayene çukuru logları, zemin kesitleri ve yeraltı su düzeyi, arazi ve laboratuvar deneyleri sonuçları, jeofizik araştırma bulguları vb. zemin araştırma sonuçları sunulacaktır.

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

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

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

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

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

### 6.3. ZEMİN PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

Deprem etkisi altında yerel zemin sınıflarının tanımlanması, temellerin tasarımı ve istinat yapıları ile şevlerin analizlerinde kullanılacak zemin parametrelerinin belirlenmesinde aşağıdaki esaslara uyulacaktır.

**6.3.1** – Değerlendirmelerde yükleme hızı ve saha zeminlerinin geçirimsizlik koşullarına göre belirlenecek drenajlı veya drenajsız koşullarla uyumlu mukavemet parametreleri kullanılacaktır.

**6.3.2** – Kohezyonlu zeminlerde, deprem etkisinde oluşabilecek mukavemet kayıpları / yumuşama gözönüne alınarak, toplam gerilme analizlerinde drenajsız kayma mukavemeti ( $c_u$ ) değeri kullanılacaktır.

**6.3.3** – Kohezyonsuz zeminlerde, deprem etkisinde oluşacak boşluk suyu basıncı artışları ve içsel sürtünme açısı değeri azalışları dikkate alınarak, toplam gerilme analizlerinde drenajsız kayma mukavemeti ( $\tau_{cy,u}$ ) değeri kullanılacaktır.

**6.3.4** – Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için geçerli olmak üzere, deprem etkileri altında boşluk suyu basınçlarının belirlenebilmesi durumunda, efektif gerilme parametreleri kullanılarak analizler yapılabilecektir.

**6.3.5** – Kayalar için en az tek eksenli basınç mukavemeti  $q_u$ , jeolojik mukavemet indisi (GSI) değerleri vb. kaya kütle sınıflandırma parametreleri kullanılarak uygun mukavemet parametreleri belirlenecektir.

**6.3.6** – Analizlerde kullanılacak maksimum kayma modülü,  $G_{max}$  Denk.(6.1)'den elde edilecektir.

$$G_{max} = \rho V_S^2 \quad (6.1)$$

Kayma dalgası hızının ( $V_S$ ) jeofizik yöntemlerle belirlenmesi esastır. Bununla birlikte, standart penetrasyon deneyi (SPT), koni penetrasyon deneyi (CPT) gibi arazi deney sonuçları ve genel kabul gören bağıntılar kullanılarak dolaylı yoldan da hesaplanabilir.

**6.3.7 – 6.4’e** göre yerel zemin sınıflarının belirlenmesinde kayma dalgası hızı  $V_S$ , SPT darbe sayısı  $N$  ve kohezyonlu zeminler için  $c_u$  değeri kullanılabilir.

**6.3.8 –** Sahaya özel zemin davranış analizleri ve dinamik zemin-yapı etkileşimi analizlerinde, deprem dalgalarının zemin profili içinde yayılımı sırasında oluşan *kayma birim şekildeğiştirmesi ile uyumlu kayma modülü* ve *eşdeğer histeretik sönüm katsayısı* kullanılacaktır (**Bkz.6.5.2**).

## 6.4. YEREL ZEMİN SINIFLARININ BELİRLENMESİ

**6.4.1 – Bölüm 2’ye** göre deprem tasarım spektrumlarının tanımlanmasında esas alınacak *yerel zemin sınıfları*, bu Bölüm’e göre yapılacak zemin araştırmaları ile belirlenecektir.

(a) ZA, ZB, ZC, ZD ve ZE olarak tanımlanan yerel zemin sınıflarının belirlenmesi için, bu sınıflara ilişkin özellikler **Tablo 6.1**’de verilmiştir.

(b) *Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler*, ZF sınıfı zeminler olarak sınıflandırılmıştır. Bu sınıftaki zeminlere ilişkin tanımlar **Tablo 6.1**’in son satırında verilmiştir.

**Tablo 6.1 – Yerel Zemin Sınıfları**

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_S)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe /30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	> 1500	–	–
ZB	Az ayrıışmış, orta sağlam kayalar	760 – 1500	–	–
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrıışmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 – 760	> 50	> 250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 – 360	15 – 50	70 – 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ 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 (sıvılaşılabir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ( $PI > 50$ ) killer, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

**6.4.2 – Tablo 6.1’de** 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 metredeki tabakalar, yeteri kadar alt tabakaya ayrılarak en üstte  $i = 1$  ve en altta  $i = N$  olacak şekilde sıralanacaktır. Üst 30 metredeki *ortalama kayma dalgası hızı*  $(V_S)_{30}$ , *ortalama standart penetrasyon darbe sayısı*  $(N_{60})_{30}$  ve *ortalama drenajsız kayma dayanımı*  $(c_u)_{30}$  **Denk.(6.2)** ile hesaplanacaktır:

$$(V_S)_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{h_i}{V_{S,i}} \right)} ; (N_{60})_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{h_i}{N_{60,i}} \right)} ; (c_u)_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{h_i}{c_{u,i}} \right)} \quad (6.2)$$

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 [kPa] göstermektedir.

**6.4.3** – Yüzeysel temelerde, temel taban kotu ile kaya üst kotu arasında kalınlığı 3 m’den fazla zemin bulunması durumunda ZA ve ZB sınıfı tanımlaması yapılmayacaktır.

## 6.5. ZEMİN ORTAMININ DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK MODELLENMESİNE İLİŞKİN KURALLAR

**6.5.1** – Herhangi bir zemin tabakasında deprem nedeni ile oluşacak kayma birim şekildeğiştirmesinin %1’i aşmaması koşulu ile, frekans tanım alanında *eşdeğer doğrusal hesap modeli* kullanılarak ardışık yaklaşımla doğrusal olmayan hesap yapılabilir. Ancak kayma birim şekildeğiştirmesinin %1’i aşması durumunda toplam gerilme veya efektif gerilme yöntemleri kullanılarak zaman tanım alanında *doğrusal olmayan hesap* yapılacaktır. Ayrıca **6.6**’ya göre sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde *eşdeğer doğrusal hesap modeli* kullanılarak ardışık yaklaşımla frekans tanım alanında *eşdeğer doğrusal hesap* modeli kullanılmayacaktır. Bu durumlarda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılacaktır.

**6.5.2** – Zeminlerin doğrusal olmayan davranışlarının idealleştirilebilmesi amacı ile, her bir zemin tabakasının rijitlik ve mukavemetinin tanımlanması gerekmektedir. Bu amaçla, her bir zemin tabakasında *kayma birim şekildeğiştirmesi*’ne bağlı olarak *kayma modülleri*’nin ve *eşdeğer histeretik sönüm katsayıları*’nın doğrusal olmayan değişimlerinin tanımlanması gereklidir. Bu eğriler, zeminin jeolojik yük geçmişi ve plastisitesi göz önünde bulundurularak tanımlanacaktır.

**6.5.3** – Toplam gerilme analizinde mukavemet, kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti ( $c_u$ ) ile ifade edilebilecektir. **6.6**’ya göre sıvılaşma potansiyeli olmayan kohezyonsuz zeminlerde, boşluk suyu basıncı artışları ve içsel sürtünme açısı değeri azalışları ihmal edilerek mukavemet için drenajlı kayma mukavemeti ( $\tau_{cy,d}$ ) değeri kullanılabilir. **6.7**’ye göre sıvılaşma potansiyeli olan kohezyonsuz zeminlerde boşluk suyu basıncı artışları ve içsel sürtünme açısı değeri azalışları dikkate alınarak mukavemet için rezidüel drenajsız kayma mukavemeti ( $\tau_{cy,u}$ ) değeri kullanılabilir.

**6.5.4** – Efektif gerilme analizlerinde, kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde mukavemet efektif mukavemet parametreleri ( $\phi'$ ,  $c'$ ) değeri ile ifade edilirken, boşluk suyu basıncı artışı ve sönümünün zamana bağlı değişiminin idealleştirilebilmesi amacı ile hidrolik geçirgenlik, yatay ve/veya düşey konsolidasyon katsayısı v.b. kullanılması gerekmektedir. Bu parametreler, arazi ve laboratuvar deneylerine ve benzer zemin koşulları için literatürde yer alan ve genel kabul gören bilgilere göre tanımlanacaktır.

**6.5.5** – Zemin profili modeli boyunca, her bir tabakada kullanılan *maksimum kayma modülü* (veya **Denk.(6.1)** ile hesaplanan kayma dalgası hızı) ve zemin mukavemetlerinin derinlik ile

değişimi, ilgili hesap raporunda sunulacak ve geoteknik raporda sunulan mukavemet parametreleri ile uyumluluğu gösterilecektir.

**6.5.6** – Zemin ortamının doğrusal olmayan dinamik modellenmesi kapsamında zemin profilini oluşturan zemin birimleri idealleştirilerek, zemin profili modeli oluşturulacaktır. Bu model bir boyutlu veya iki boyutlu doğrusal olmayan serbest zemin davranış hesabında kullanılacaktır.

**6.5.7** – Zemin profili modelinde ZA veya ZB olarak tanımlanan zemin tabakası, depremin zemin profiline etki ettirileceği *mühendislik taban kayası* olarak alınacaktır. Bu şekilde tanımlanan mühendislik taban kayasının derinliği, en büyük temel genişliğinin üç katından ve kazıklı sistemlerde en uzun kazık boyundan daha az olmayacaktır. Bu durumda **2.3.4**'e veya **2.4.1**'e göre tasarım deprem yer hareketini tanımlayan spektral büyüklükler, **Tablo 2.1** ve **Tablo 2.2**'de ZA veya ZB yerel sınıfı için verilen yerel zemin etki katsayıları gözönüne alınarak küçültülecektir.

**6.5.8** – Taban kayasının **6.5.7**'de verilen alt sınıra oranla çok daha derinlerde olması durumunda tabakalı zemin modeli, **Tablo 6.1**'e göre yerel zemin sınıfı ZC veya ZD olan zemin tabakası ile sonlandırılabilir. Bu durumda deprem etkisi, taban kayası yerine bu tabakanın üstünde tanımlanacak ve **2.3.4**'e veya **2.4.1**'e göre tasarım deprem yer hareketini tanımlayan spektral büyüklükler **Tablo 2.1** ve **Tablo 2.2**'de ZC veya ZD yerel sınıfı için verilen yerel zemin etki katsayıları gözönüne alınarak büyütülecektir.

**6.5.9** – **6.5.7** veya **6.5.8**'e göre tanımlanan ve zemin profili modelinin tabanını oluşturan ortam birim hacim ağırlığı ve kayma dalgası hızı ile tanımlanacak, *geçirgen sınır* koşulu kullanılarak idealleştirilecektir. İki veya üç boyutlu olarak yapılan serbest zemin davranış hesaplarında, ayrıca model kenarlarında da geçirgen sınır koşulları tanımlanacak, model içinde her yönde ilerleyen deprem dalgalarının model yan sınırlarından yansımaları engellenecektir.

**6.5.10** – Hesabın sayısal geçerliliği bakımından zemin tabakaları veya zemin ortamını oluşturan eleman boyutları, aşağıda verilen koşulu sağlayan ince alt tabakalara veya elemanlara ayrılacaktır.

(a) Her bir zemin tabakası için analiz modelinde kullanılacak maksimum alt-tabaka kalınlığı (eleman boyutu), aşağıdaki bağıntıya göre belirlenecektir:

$$h_{\max} = \frac{\lambda_{\min}}{10} \quad (6.3)$$

Burada  $h_{\max}$  maksimum alt-tabaka kalınlığını (eleman boyutunu),  $\lambda_{\min}$  ise hesapta gözönüne alınan deprem kayıtlarının maksimum frekansı  $f_{\max}$ 'a karşı gelen minimum dalga boyunu göstermektedir. Dalga boyu  $\lambda_{\min}$  aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır:

$$\lambda_{\min} = \frac{V_s}{f_{\max}} \quad (6.4)$$

Burada  $V_s$  zemin tabakasının kayma dalgası hızıdır.  $f_{\max}$  değeri, gözönüne alınan deprem kayıtlarının Fourier genlik spektrumlarından elde edilebilir.

(b) Yukarıda verilen maksimum alt-tabaka kalınlığı (eleman boyutu) koşulu ile uyumlu olarak zaman tanım alanında yapılacak hesapta kullanılacak maksimum zaman artımı aşağıdaki bağıntı ile belirlenecektir:

$$\Delta t_{\max} = \frac{1}{10f_{\max}} \leq 0.01 \text{ s} \quad (6.3)$$

## 6.6. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN SERBEST ZEMİN DAVRANIŞ HESABI

**6.6.1** – *Zemin davranış hesabı*, taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketinin zemin tabakaları boyunca değişimini ve zemin yüzeyindeki deprem yer hareketini belirlemek üzere yapılır.

**6.6.2** – Temel ve yakın çevresinde zemin ortamının yaklaşık olarak yatay tabakalardan oluştuğu durumlarda, sahaya özel zemin davranış hesabı için tek boyutlu *yatay tabakalı serbest zemin modeli* kullanılabilir.

**6.6.3** – Zemin tabakalarının ve/veya taban kayasının yatay olmadığı (vadi veya benzeri) durumlarda iki veya üç boyutlu zemin modelleri kullanılacaktır. Köprü boyuna doğrultusunda *SV* ve *P* dalgalarının etkileşiminin gözönüne alındığı iki boyutlu düzlem şekildedir. Şekilde gösterilen model, enine doğrultuda ise *SH* dalgalarının gözönüne alındığı düzlem-dışı hesap modeli kullanılacaktır.

**6.6.4** – **6.6.2** ve **6.6.3**'te belirtilen hesaplarda deprem yer hareketi, taban kayasından düşey doğrultuda ilerleyen *SV* veya *SH* dalgası olarak gözönüne alınacaktır.

**6.6.5** – **6.5.7**'ye göre zemin modeli tabanından, zemin profili modeline etki ettirilmek üzere, **2.3.4** veya **2.4.1**'e göre tanımlanan elastik ivme spektrumu ile uyumlu en az 7 deprem kaydı **2.5.3**'e göre tanımlanacaktır.

**6.6.6** – Zemin yüzeyindeki sahaya özel deprem spektrumunun belirlenmesi bağlamında, her bir spektral periyot için zemin yüzeyi spektral ivmesinin taban kayası spektral ivmesine oranı her bir deprem kaydı için hesaplanacak, daha sonra bu oranların en az 7 kayıt için ortalaması, ilgili periyot için *yerel zemin etki katsayısı* olarak tanımlanacaktır. Bu katsayıların **2.3.4** veya **2.4.1**'de tanımlanan taban kayası spektrumu ile çarpılması sonucunda, zemin yüzeyindeki *sahaya özel deprem spektrumu* belirlenmiş olacaktır.

**6.6.7** – Yerel zemin sınıfı ZF dışındaki zeminlerde, zemin yüzeyinde **6.6.6**'ya göre belirlenen sahaya özel deprem spektrumunun ordinatları, **Tablo 2.1** ve **Tablo 2.2**'ye göre ilgili yerel zemin sınıfı gözönüne alınarak belirlenen spektral ivmelerden daha küçük alınamaz.

**6.6.8** – Sahaya özel *serbest zemin hesabı*'nın sonuçları, kazıklı temeller için **Bölüm 7**'de açıklanan *köprü-kazık-zemin etkileşim hesapları*'nda deprem verisi olarak kullanılacaktır.

## 6.7. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

**6.7.1** – **Bölüm 3**'e göre *Deprem Tasarım Sınıfı* DTS=1 ve DTS=2 olan köprüler için, **6.7.6**'da tanımlanan durumlar hariç olmak üzere, **Tablo 6.1**'de ZD, ZE veya ZF grubuna giren, sürekli bir tabaka veya kalın mercerler halinde bulunan kumlu zeminlerde *sivilaşma potansiyeli*'nin bulunup bulunmadığının, arazi ve laboratuvar deneylerine dayanan uygun analiz yöntemleri ile incelenmesi ve inceleme sonuçlarının ayrıntılı olarak rapor edilmesi zorunludur.

**6.7.2** – Zemin sıvılaşması, yeraltı su seviyesinin altında yer alan ve yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu ( $PI < \%12$ ) zeminlerin deprem sarsıntısı altında, boşluk suyu basıncındaki artışa paralel kayma mukavemeti ve rijitliğindeki önemli oranda azalış olarak tanımlanacaktır.

**6.7.3** – Zemin sıvılaşmasının değerlendirilmesine yönelik olarak yapılacak zemin araştırma çalışmaları en az, standart penetrasyon deneyi, SPT ve/veya koni penetrasyon deneyi CPT'ye ek olarak, ilgili zemin tabakalarındaki dane çapı dağılımı, su muhtevası ve Atterberg limit değerlerinin belirlenmesini içerecektir.

**6.7.4** – Potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminler, yeraltı su tablasının altında yer alan kum, çakıllı kum, siltli killi kum, plastik olmayan silt ve silt-kum karışımları olarak tanımlanacaktır.

**6.7.5** – Temel altı zeminlerinin potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminlerden oluştuğu ve bu zemin tabakalarında ince dane içeriğine göre düzeltilmiş SPT vuruş sayısı  $N_{1,60f}$ 'in 30 darbe / 30 cm değerinden küçük olduğu durumlarda zemin sıvılaşması tetiklenme değerlendirmesi yapılacaktır.

**6.7.6** – *Deprem Tasarım Sınıfı* DTS = 4 olan zeminlerde ve aşağıdakilerden en az birinin sağlandığı durumlarda DTS = 3 olan zeminlerde sıvılaşma tetiklenme incelemesi yapılmayabilir:

(a) Kil içeriğinin %20'den fazla ve plastisite indisinin %10'dan yüksek olduğu kumlu zeminlerde;

(b) İnce dane yüzdesinin % 35'den fazla ve düzeltilmiş SPT vuruş sayısı  $N_{1,60}$ 'in 20 vuruş / 30 cm'den yüksek olduğu kumlu zeminlerde.

**6.7.7** – Zemin sıvılaşma değerlendirmesinin SPT deney sonuçları kullanılarak yapılmasına dayanan yöntem **EK 6B**'de verilmiştir. Değerlendirmenin CPT veya kayma dalgası hızına göre yapılması durumunda uygulamada genel kabul gören yöntemler kullanılabilir.

**6.7.8** – Sıvılaşmaya karşı güvenlik koşulu **Denk.(6.4)**'te tanımlanmıştır.

$$\frac{\tau_R}{\tau_{\text{deprem}}} \geq 1.10 \quad (6.4)$$

Burada  $\tau_R$  ve  $\tau_{\text{deprem}}$ , sırası ile, sıvılaşma direncini ve zeminde depremden oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesini ifade etmektedir. **Denk.(6.4)**'te verilen koşulun sağlanamaması durumunda, sıvılaşması beklenen tabakaların dayanım ve rijitlik özelliklerindeki azalma, olası taşıma gücü kayıpları, duraylılık bozuklukları ile oturma ve yanal yayılma türündeki zemin hareketleri değerlendirilecektir.

**6.7.9** – Belirlenen sıvılaşma sonrası yerdeğiştirmelerinin köprü davranışına etkileri değerlendirilecek ve gereği halinde zemin iyileştirmesi uygulanacaktır.

## 6.8. DEPREM ETKİSİ ALTINDA YANAL YAYILMA ETKİLERİ

**6.8.1** – Yanal yayılma etkileri, sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerin ve deprem etkisi altında mukavemet kaybı olabilecek kohezyonlu zeminlerin bulunduğu eğimli arazilerde ve/veya arazide köprü konumuna yakın serbest düşülerin bulunması durumunda gözönüne alınacaktır.

**6.8.2** – Yanal yayılma nedeni ile oluşan zemin yerdeğiştirmeleri, aşağıda belirtilen yöntemlerle hesaplanabilir:

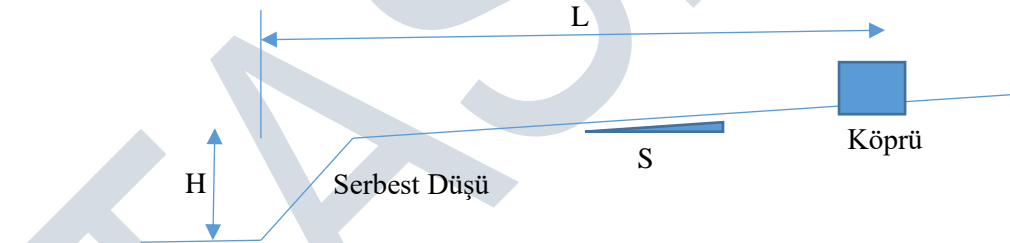
**6.8.2.1** – Yanal yayılma yerdeğiştirmeleri, sıvılaşan zemine olan derinliğin 15 m'den daha az olması kaydı ile, aşağıda verilen ampirik bağıntılar kullanılarak hesaplanabilir (**Şekil 6.1**):

(a) Köprü yakınında serbest düşü bulunması durumunda yanar yayılma yerdeğiştirmeleri  $D_H$  [m] biriminde aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir. Köprünün serbest düşüye olan yatay uzaklığı ile serbest düşünün yüksekliği arasındaki oranın 5'ten büyük olması durumunda ( $H/L > 5$ ) yanar yayılma etkileri ihmal edilebilir.

$$\log D_H = -16.213 + 1.532M_w - 1.406(R + 10^{(0.89M_w - 5.64)}) - 0.012R + 0.592 \log W + 0.54 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795[(D_{50})_{15} + 0.1mm] \quad (6.5)$$

(b) Serbest düşünün bulunmaması, ancak köprünün eğimli arazi üzerinde bulunması durumunda yanar yayılma yerdeğiştirmeleri  $D_H$  [m] biriminde aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir:

$$\log D_H = -16.213 + 1.532M_w - 1.406(R + 10^{(0.89M_w - 5.64)}) - 0.012R + 0.338 \log S + 0.54 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795[(D_{50})_{15} + 0.1mm] \quad (6.6)$$



Şekil 6.1

Yukarıdaki ampirik bağıntılarda  $L$  serbest düşünün eteğine olan uzaklığı,  $H$  serbest düşünün etek ve kret arasından ölçülen yüksekliği,  $W = H/L$  yüzde cinsinden ifade edilen serbest yüzey oranı [ $\%1.0 < W < \%20$ ],  $S$  serbest düşünün bulunmadığı durumda arazinin yüzde cinsinden ifade edilen eğimi [ $\%0.1 < S < \%6$ ],  $M_w$  tasarım depreminin moment büyüklüğü [ $6.0 < M_w < 8.0$ ],  $R$  köprünün deprem kaynağına olan uzaklığı,  $T_{15}$  suya doymuş ve  $(N_1)_{60} < 15$  olan kaba daneli zemin tabakalarının toplam kalınlığı [ $0.3m < T_{15} < 12m$ ],  $F_{15}$  değeri  $T_{15}$  kalınlığı içindeki kaba daneli zeminlerin ortalama ince dane oranı [ $\%0 < F_{15} < \%50$ ],  $(D_{50})_{15}$  değeri  $T_{15}$  kalınlığı içindeki kaba daneli zeminlerin ortalama dane çapı [ $0.1mm < (D_{50})_{15} < 1.0mm$ ] olarak tanımlanmaktadır. Parametrelerin uygulama sınırları köşeli parantezler içinde belirtilmiştir.

**6.8.2.2** – Eğimli arazilerde ve şevlerde, yanar yayılma nedeni oluşan zemin yerdeğiştirmeleri, sıvılaşma potansiyeli olan zeminler ve deprem etkileri altında mukavemet kaybı olabilecek kohezyonlu zeminlerde, rezidüel mukavemet parametreleri kullanılarak **6.11.3**'te açıklanan



*Newmark Kayan Blok Yöntemi* ile hesaplanabilir. Ancak *Newmark Kayan Blok Yöntemi*, rezidüel mukavemetin başlangıç mukavemetinin %50'sinden büyük olduğu zeminlerde kullanılabilir.

**6.8.2.3** – Yanal yayılma nedeni oluşan zemin yerdeğiştirmeleri, sıvılaşma tetiklenmesini dikkate alabilen efektif gerilme yöntemleri kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan iki veya üç boyutlu serbest zemin davranış analizleri ile de hesaplanabilir.

**6.8.3** – **6.8.2**'de belirtilen yöntemlerin herhangi biri ile hesaplanan yanıl yayılma yerdeğiştirmeleri, zemin-kazık etkileşim hesaplarında doğrusal olmayan p-y yaylarına statik yerdeğiştirme olarak etkitilecektir. Bu hesaplarda, suya doygun ve  $(N_1)_{60} < 15$  olan kaba daneli ve/veya sıvılaşma tespit edilen zeminler, sıvılaşma davranışını dikkate alan doğrusal olmayan p-y yayları ile temsil edilecektir (Bkz. **6.9.1**).

## 6.9. KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN p-y, t-z ve Q-Z YAYLARININ BELİRLENMESİ

**6.9.1.** Kazık–zemin etkileşiminin modellenmesi amacı ile yanıl davranış için doğrusal olmayan p–y yayları, eksenel davranış (çevre sürtünmesi) için t–z yayları ve eksenel kazık uç davranışını için Q–Z yayları kullanılacaktır.

(a) p–y yayları kapsamında yumuşak kil ( $s_u < 50$  kPa) için Matlock (1970), su seviyesi altındaki katı kil için Reese ve diğerleri (1975), su seviyesi üstündeki katı kil için Welch and Reese (1972), kum için Reese ve diğerleri (1974) tarafından statik ve tekrarlı yüklemeler için geliştirilen doğrusal olmayan bağıntılar kullanılabilir. Sıvılaşma oluşan zeminlerde p-y yayları için Rollins ve diğerleri (2005) veya Franke ve Rollins (2013) tarafından önerilen doğrusal olmayan bağıntılar kullanılabilir.

(b) t–z ve Q–Z yayları için American Petroleum Institute API WSD RP-2A (2000)'de tanımlanan nonlineer bağıntılar kullanılabilir.

(c) Yukarıda belirtilen yayınların listesi **EK 6C**'de verilmiştir.

**6.9.2.** Doğrusal olmayan bu yayların iskelet eğrilerinin tanımlanmasında kullanılacak parametreler, arazi ve laboratuvar deneylerine ve benzer zemin koşulları için literatürde yer alan ve genel kabul gören bilgilere göre belirlenecektir.

**6.9.3.** Tanımlanan p–y, t–z ve Q–Z yaylarının dayandığı kabullere ilişkin belirsizliklerin yanında, zemin parametrelerindeki belirsizliklerin de dikkate alınabilmesi amacı ile, bu yayların değerleri *alt sınır* ve *üst sınır* olarak ayrı ayrı tanımlanacaktır.

## 6.10. DEPREM ETKİSİ ALTINDA STATİK-EŞDEĞER ZEMİN VE SU BASINÇLARI

### 6.10.1. Zemin Basınçları

**6.10.1.1** – Zemin basınçlarının hesabında kullanılacak yatay ve düşey *statik-eşdeğer deprem katsayıları* **Denk.(6.7)**'de tanımlanmıştır:

$$k_h = \frac{0.4S_{DS}}{r} \quad ; \quad k_v = 0.5k_h \quad (6.7)$$

Kenar ayaklar için birinci aşamada  $r = 1$ , ikinci aşamada ise  $r = 2$  alınabilir. Yüksek boşluk suyu basıncı artışları meydana gelebilecek doygun zeminlerde daima  $r = 1$  alınacaktır.

**6.10.1.3** – Toplam (statik ve dinamik) toprak basıncının bileşkesi **Denk.(6.8)** ile hesaplanacaktır:

$$P_t = \frac{1}{2} K(1 \mp k_v)(\gamma^* H^2 + qH) + P_{su} + \Delta P_{su} \quad (6.8)$$

Burada  $H$  duvar yüksekliğini,  $\gamma^*$  zemin birim hacim ağırlığını,  $q$  ek yükü (sürşarj),  $K$  toplam (statik+dinamik) aktif ( $K_a$ ) veya pasif ( $K_p$ ) zemin basıncı katsayısını,  $k_v$  düşey statik-eşdeğer deprem katsayısını,  $P_{su}$  ve  $\Delta P_{su}$  ise bileşke statik ve dinamik su basınçlarını göstermektedir.

**6.10.1.4** – Toplam aktif basınç katsayısı **Denk.(6.9)** ile hesaplanacaktır:

(a)  $\beta \leq \phi'_d - \theta$  olması durumunda:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (6.9a)$$

(b)  $\beta > \phi'_d - \theta$  olması durumunda:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (6.9b)$$

**6.10.1.5** – Toplam pasif basınç katsayısı, zemin ile duvar arasında sürtünme olmadığı varsayılarak, **Denk.(6.10)** ile hesaplanacaktır:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \theta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (6.10)$$

**6.10.1.6** – **Denk.(6.9)** ve **Denk.(6.10)**'da  $\phi'_d$  zeminin tasarım kayma direnci açısını,  $\delta_d$  zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısını,  $\beta$  duvar arkası zemin yüzeyinin yataya göre eğim açısını,  $\psi$  ise duvarın yataya göre (duvar önündeki yataydan duvar arkasına doğru) ölçülen açısını göstermektedir. Statik-eşdeğer deprem katsayısına bağlı  $\theta$  açısı ve **Denk.(6.8)**'de yer alan zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma^*$ 'ın değerleri, duvarın arkasında su olup olmamasına bağlı olarak **6.10.3**'te verilmiştir.

**6.10.1.7** – Statik durumda **Denk.(6.9)** ve **Denk.(6.10)** ile verilen bağıntılarda  $\theta = 0$  alınacaktır. Dinamik zemin basınç katsayısı, toplam basınç katsayısından statik basınç katsayısının çıkarılması ile elde edilecektir.

**6.10.1.8** – Dinamik zemin basınçlarına ilişkin bileşke kuvvetin etkime noktası, duvar yüksekliğinin orta noktası olarak alınacaktır.

**6.10.1.9** – Statik ve dinamik zemin basınçlarının, duvar arkasının normaline göre, aktif basınç durumunda en fazla  $(2/3)\phi'$  açısı ile, pasif durumda ise sıfır eğimle etkidiği kabul edilecektir.

## 6.10.2. Duvar Arkası Su Seviyesinin Zemin Basıncına Etkisi

**6.10.2.1** – Duvarla tutulan zemin kütlelerinin drenaj önlemleri ile su tablası altında kalmamasının sağlanması esastır. Bu bağlamda, drenaj sistemi, depremin yol açacağı geçici ve kalıcı yerdeğiştirmelere, işlevine zarar vermeyecek şekilde uyum sağlayacak şekilde düzenlenmelidir.

**6.10.2.2** – Duvarın arkasında su olup olmamasına bağlı olarak,  $\theta$  açısı ve **Denk.(6.8)**'de yer alan zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma^*$  'ın değerleri aşağıda tanımlanmıştır.

(a) Su seviyesinin temel taban seviyesi altında olması durumunda ( $P_{su} = \Delta P_{su} = 0$ );

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 \mp k_v} \right] \quad ; \quad \gamma^* = \gamma_k \quad (6.11a)$$

Burada  $\gamma_k$  kuruda zemin birim hacim ağırlığını göstermektedir.

(b) Su seviyesinin temel taban seviyesi üstünde olması ve zeminin dinamik olarak geçirimsiz olması durumunda (permeabilite katsayısının  $5 \times 10^{-4}$  m/s'den küçük olduğu zeminlerde):

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_{su}} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \right] \quad ; \quad \gamma^* = \gamma - \gamma_{su} \quad (6.11b)$$

Burada  $\gamma$  suya doymuş zemin birim hacim ağırlığını göstermektedir.  $\Delta P_{su} = 0$  alınacaktır.

(c) Su seviyesinin temel taban seviyesi üstünde olması ve zeminin dinamik olarak geçirimli olması durumunda:

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{\gamma_k}{\gamma - \gamma_{su}} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \right] \quad ; \quad \gamma^* = \gamma - \gamma_{su} \quad (6.11c)$$

Bu durumda bileşke statik-eşdeğer ek dinamik su kuvveti  $\Delta P_{su}$  ve bileşkenin su yüzeyinden itibaren derinliği **Denk.(6.13)** ile hesaplanacaktır.

## 6.10.3. Su Basınçları

**6.10.3.1** – Kohezyonsuz zeminlerde, duvar arka zemininin kısmen kuruda ya da tamamen ıslak olması durumunda, su seviyesi ile temel tabanı arasında gözönüne alınacak statik-eşdeğer dinamik su basıncının su derinliği boyunca değişimi,  $\Delta p_{su}(z)$ , **Denk.(6.12)** ile belirlenecektir:

$$\Delta p_{su}(z) = \frac{7}{8} (0.4 S_{DS}) \gamma_{su} \sqrt{z d_{su}} \quad (6.12)$$

Burada  $S_{DS}$  zemin yüzeyinde tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını,  $d_{su}$  ise su altındaki duvar yüksekliğini göstermektedir.

**6.10.3.2** – **Denk.(6.12)**'nin su derinliğince entegre edilmesi ile, bileşke statik-eşdeğer ek dinamik su kuvveti ve bileşkenin su yüzeyinden itibaren derinliği **Denk.(6.13)** ile elde edilir:

$$\Delta P_{su} = \frac{7}{12} (0.4 S_{DS}) \gamma_{su} d_{su}^2 \quad ; \quad \bar{z} = 0.6 d_{su} \quad (6.13)$$

## 6.11. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ŞEVLERİN VE DAYANMA YAPILARININ TOPTAN GÖÇMEYE KARŞI DURAYLILIĞI

### 6.11.1. Genel

Deprem etkisi altında şevlerin ve dayanma yapısını da içine alan toptan göçme mekanizması duraylılığının incelenmesi amacı ile kullanılacak hesap yöntemleri ve ilgili koşullar bu bölümde verilmektedir. *Deprem Tasarım Sınıfı* DTS = 4 olan köprüler için deprem etkisinde duraylılık analizi yapılmayabilir.

**6.11.1.2** – Deprem etkisinde duraylılık değerlendirmesi Birinci Aşama’da **6.11.2**’ye göre *eşdeğer-statik limit denge hesabı* yöntemi ile yapılacaktır. Ancak topoğrafyanın ve zemin tabakalanmasının ani düzensizlikler gösterdiği durumlarda ve çevrimsel yüklemeler etkisinde önemli rijitlik kaybına uğrayabilecek sınırlanabilir veya hassas zeminler için bu yöntem kullanılmayacaktır.

**6.11.1.3** – Deprem etkisinde duraylılık değerlendirmesi İkinci Aşama’da **6.11.3**’e göre *Newmark Kayan Blok Hesabı* yöntemi veya zaman tanım alanında sonlu elemanlar (farklar) yöntemine dayalı dinamik hesap yöntemi ile yapılacaktır.

**6.11.1.4** – Deprem durumunda şevlerin ve dayanma yapılarının toptan göçme duraylılığı, killi zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti ( $c_u$ ) kullanılarak toplam gerilme analizi, kumlu (kohezyonsuz) zeminlerde efektif gerilme analizi ile hesaplanacaktır.

**6.11.1.5** – Depremlerle yeniden tetiklenme riski olan eski heyelan bölgelerinde, zemin mukavemet parametreleri olarak büyük şekilde değişimlerine karşılık gelen değerler kullanılmalıdır. Çevrimsel boşluk suyu basıncı artışına maruz kalabilecek gevşek-orta sıkı kohezyonsuz zeminlerde, oluşması beklenilebilecek maksimum boşluk suyu basıncı dikkate alınmalıdır.

**6.11.1.6** – Şev üzerinde ve şev yakınında inşa edilecek, *Deprem Tasarım Sınıfı* DTS = 1 ve DTS = 2 olan köprüler için deprem etkisi altında yapılacak şev duraylılık analizlerinde, topoğrafik büyütme etkisi gözönüne alınacaktır. Topoğrafik büyütme faktörü ( $S_T$ ) iki 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 kullanılacaktır. Topoğrafik büyütme etkisi, şev açısı  $\beta \leq 15^\circ$  olan şevlerde ihmal edilebilir. Taç (tepe) genişliği taban genişliğinden daha küçük olan sırtlarda şev açısı  $\beta \geq 30^\circ$  olan şevlerde  $S_T \geq 1.4$ , daha küçük şev açılarında ise  $S_T \geq 1.2$  olarak kullanılacaktır. Olası göçme yüzeyinin tabana yakın olarak geçtiği potansiyel heyelan bölgelerinde ise ihmal edilebilir.

### 6.11.2. Eşdeğer-Statik Limit Denge Hesabı Yöntemi

**6.11.2.1** – Birinci Aşama’da kullanılacak statik-eşdeğer limit denge analiz yönteminde yatay ve düşey eşdeğer deprem katsayıları kullanılarak zeminin dairesel veya poligonal toptan göçme mekanizmaları incelenecektir.

**6.11.2.2** – Eşdeğer statik-eşdeğer limit denge analizinde kullanılmak üzere, zemin kütlesi üzerinde mevcut kuvvetlere yatay ve düşey eylemsizlik kuvvetlerinin etkisi **Denk.(6.14)** ile verilen yatay ( $k_h$ ) ve düşey ( $k_v$ ) *statik-eşdeğer deprem katsayıları* ile dikkate alınacaktır.

$$k_h = \frac{0.4 S_{DS} S_T}{r} \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 k_H \quad (6.14)$$

Burada,  $S_{DS}$  kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını,  $S_T$  ise **6.11.1.6**'da tanımlanan topoğrafik büyütme katsayısını göstermektedir.  $r$  katsayısı **6.10.1.1**'de tanımlandığı gibi alınacaktır.

**6.11.2.3** – Sıvılaşan kohezyonlu zeminlerde, sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı parametreleri kullanılarak statik limit denge analizi yapılacaktır. ( $k_h = k_v = 0$ ).

**6.11.2.4** – Bir şevin toptan göçmeye karşı güvenli olması için **Denk.(6.15)**'de verilen koşul sağlanacaktır:

$$E_t \leq \frac{R_t}{\gamma_{Rk}} \quad (6.15)$$

Burada,  $E_t$  göçmeye zorlayan etkiler toplamı,  $R_t$  göçmeye karşı koyan etkiler ve dirençler toplamı,  $\gamma_{Rk}$  ise kaymaya karşı *tasarım güvenlik sayısı* olarak tanımlanır. Birinci Aşama'da  $\gamma_{Rk} \leq 1.1$  alınacaktır.

### 6.11.3. Newmark Kayan Blok Yöntemi

**6.11.3.1** – İkinci Aşama'da kullanılacak olan *Newmark Kayan Blok Yöntemi*, sayısal geoteknik uygulamalarda yaygın olarak kullanılan pratik, basitleştirilmiş bir zaman tanım alanı hesap yöntemidir.

**6.11.3.2** – Yöntemin uygulamasında artan şekildeğiştirmeler ile oluşacak olan malzeme pekleşme veya yumuşama davranışı ve boşluk suyu basıncı artışının olası etkileri dikkate alınmalıdır. Deprem hareketi, kayan bloğun alt sınırı ve altındaki zemin koşullarına uygun şekilde tanımlanacaktır.

**6.11.3.3** – *Newmark Kayan Blok Yöntemi*'nde ilk adım olarak klasik limit denge modeli kullanılarak şevin dairesel ve poligonal toptan göçme mekanizmalarına karşılık gelen ve her bir göçme mekanizması için güvenlik sayısı 1.0 değerini sağlayan “*eşik statik-eşdeğer deprem katsayıları*” hesaplanmaktadır. Hesaplanan bu katsayılardan en küçüğü kayan bloğun davranışını kontrol eden eşik deprem katsayısı, diğer bir deyişle kayan bloğun akma ivmesidir.

**6.11.3.4** – Hesabın ikinci adımında, kayan blok yerdeğiştirmelerinin hesaplanacağı DD-1 deprem yer hareketi ivme kaydında, akma ivmesi üzerinde kalan ivmeler zamana göre iki defa entegre edilerek şevde meydana gelen yerdeğiştirmeler zamana bağlı olarak hesaplanır. Bu işlem deprem kaydının hem pozitif hem de negatif işaretli ivme tarafları için ayrı ayrı yapılır. Her iki tarafta yapılan entegrasyon sonucunda hesaplanan en büyük yerdeğiştirme *kalıcı şev yerdeğiştirmesi* olarak kabul edilir.

**6.11.3.5** – Kabul edilebilir kalıcı şev yerdeğiştirmesi, *Kontrollü Hasar Performans Hedefi* için 25 cm, *Göçmenin Önlenmesi Performans Hedefi* için ise 50 cm olarak uygulanacaktır.



**6.11.3.6** – *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 yerdeğiştirmesi 10 cm’i aşmayacaktır.

TASLAK

## EK 6A – ZEMİN ARAŞTIRMALARI İÇİN GENEL KURALLAR

Zemin araştırmaları aşağıda tanımlanan genel kurallara göre yapılacaktır.

### 6A.1. ZEMİN ARAŞTIRMA SONDAJLARI

**6A.1.1 – Sondaj kuyuları,** zeminlerde burgu, kum veya kil kovası ile darbeli veya dönel (rotary) sistemlerle, kayada ise kaya yüzeyinden itibaren sürekli karot alınarak ilerlenen dönel sistemlerle açılacaktır.

**6A.1.2 – Sondaj Sayıları:** Temel boyutu 15m’yi veya taban alanı 200m<sup>2</sup>’yi geçmeyen kenar ayak veya orta ayak temellerinde en az birer sondaj yapılacaktır. Temel boyutu 30m’yi veya taban alanı 1000m<sup>2</sup>’yi geçmeyen her bir kenar ayak veya orta ayak temelinde en az iki, bu boyuttan veya alandan büyük kenar ayak veya orta ayak temellerinde ise en az üçer sondaj yapılması gereklidir. Sondaj aralıkları Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi (2014) gereksinimlerini de sağlayacaktır. Ayaklar arasındaki açıklıkların 100m’den büyük olması durumunda, köprü boyuna eksenini üzerinde zemin profilinin tanımlanması amacı ile her bir açıklık ortasında bir adet sondaj yapılması gereklidir.

**6A.1.3 – Sondaj Derinlikleri:** Sondaj derinliği, temel tabanından başlayarak net temel taban basıncından kaynaklanan zemindeki gerilme artışının ( $\Delta\sigma$ ) zeminin kendi ağırlığından kaynaklanan efektif gerilmenin ( $\sigma'_{vo}$ ) % 10’una eşit olduğu derinlikten ( $\Delta\sigma=0.10\sigma'_{vo}$ ) daha az olmayacaktır. Sondaj derinlikleri Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi 2014 gereksinimlerini de sağlayacaktır.

(a) Yüksek dayanıma ve rijitliğe sahip bir tabakanın daha sığ derinliklerde rastlanması durumunda sondaj, bu tabaka içine en az 3 metre girerek tabaka sürekliliğinin belirlenmesi ile sonlandırılabilir.

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

(c) Sondajlar, şev duraylılığı çalışmalarında olası kayma yüzeyi derinliklerinin yeterince altına kadar, derin kazılarda ise kazı tabanından kazı derinliğinin en az yarısı kadar derinliklere inecektir.

(d) Deprem tasarım sınıfları DTS=1 ve DTS=2 olan köprülerde, yeraltı suyu düzeyi temel tabanından itibaren 10 metre derinlikten daha yukarıda ve gevşek yerleşimli iri (kaba) daneli zeminlerin yer aldığı sahalarda, sondaj derinliği zemin yüzünden itibaren en az 20 m olacaktır.

### 6A.2. ARAZİ DENEYLERİ

**6A.2.1 – Sondaj kuyularında zemin koşulları ile uyumlu ve proje gereksinimlerini karşılayacak şekilde uygun aralıklarla (örneğin her 1.50 m’de bir adet) arazi deneyleri (SPT, kanatlı kesici, presiyometre, vb.) yapılacaktır. Zemin profili ve özelliklerinin sürekli ve sağlıklı olarak tayini için, sondajlarla paralel şekilde planlanmış, Koni Penetrasyon Deneyleri (CPT ve boşluk suyu basıncı ölçümlü -CPTu) yapılması yararlı olacaktır.**

**6A.2.2 – Örnek Alma:** Sondaj kuyularında zemin koşulları ile uyumlu ve proje gereksinimlerini karşılayacak şekilde uygun aralıklarla örselenmiş ve örselenmemiş zemin/kaya örnekleri alınacaktır.

**6A.2.3 – Örselenmiş Örnekler:** Sondaj kuyularında, her cins zeminden, Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) sırasında örselenmiş örnekler alınacaktır. Yeraltı su düzeyi altında, iri daneli veya plastik olmayan silt zeminlerde, SPT kaşığından yeterli miktarda örselenmiş örnek elde edilemiyorsa, ağzına zemin tutucu takılmış (sepet-basket tipi) özel tüpler ile incesi yıkanmamış örselenmiş örnekler alınacaktır.

**6A.2.4 – Örselenmemiş Örnekler:** Sondaj kuyularında, kohezyonlu zeminlerden, **6A.1.3**'te tanımlanan etki derinliği içinde her zemin tabakasının mühendislik özelliklerini belirlemeye yeterli olacak sayıda örselenmemiş örnek alınacaktır. Örselenmemiş zemin örnekleri, zeminin kıvamına uygun olarak ve ince cidarlı (alan oranı = et kalınlığı / iç tüp alanı < %10) ve iç çapı en az 76 mm olan tüp veya pistonlu tüp kullanılarak alınacaktır. Ayrıca araştırma çukurları ve hendeklerden uygun şekilde kesilip alınan bloklardan da örselenmemiş örnekler hazırlanabilecektir.

**6A.2.5 – 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.**

**6A.2.6 – Yeraltı Su Düzeyinin Ölçülmesi:** 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 standart piyezometrelerden yararlanılması uygun olacaktır. Her durumda sondaj kuyusundaki gözlemler ve ölçümler yeraltı suyu düzeyinin kuyuda dengeye ulaşmasına yetecek kadar uzun bir süre boyunca yapılacaktır.

### **6A.3. LABORATUVAR DENEYLERİ**

**6A.3.1 – Laboratuvar deneyleri,** araştırma alanındaki zemin özelliklerini en çok 2 m aralıklar ile tanımlamaya yeterli sayı ve derinliklerde, yapı ve zeminin özelliklerine göre projeden sorumlu inşaat mühendisi tarafından planlanacak ve yetkili laboratuvarlarda yapılacaktır.

**6A.3.2 – Sınıflandırma Deneyleri:** Örselenmiş ve örselenmemiş örnekler üzerinde, tabakaların zemin sınıflandırmasına olanak verecek sayıda kıvam limitleri, doğal su içeriği (korunmuş örnekler üzerinde), elek, pipet/hidrometre ve özgül ağırlık deneyleri yapılacaktır. Örselenmemiş örnekler üzerinde doğal su içeriği ve birim hacim ağırlığı tayini deneyleri de yapılacaktır. Sorunlu zeminlerde (sıvılaşma, şişme, göçme, yumuşama, hassas killer vb.) ilk 15 m'den alınan tüm örnekler üzerinde sınıflandırma deneyleri (pipet/hidrometre dahil) yapılacaktır.

**6A.3.3 – Mühendislik Özellikleri Deneyleri:** Örselenmemiş örnekler üzerinde, tabakaların mühendislik özelliklerini belirlemeye yönelik olarak mukavemet (tek eksenli basınç, kesme kutusu, üç eksenli basınç-UU/CU) deneyleri yapılacak, proje gereksinimlerine uygun olarak drenajlı ve drenajsız kayma mukavemeti parametreleri belirlenecektir. Ayrıca, oturma hesaplarına yönelik parametrelerin belirlenmesi için, killi zeminlerden alınmış örselenmemiş örnekler üzerinde odometre-konsolidasyon deneyleri yapılacaktır.



## EK 6B – BASİTLEŞTİRİLMİŞ ZEMİN SIVILAŞMA DEĞERLENDİRMESİ

### 6B.1. KAPSAM

Zemin sıvılaşması tetiklenme analizleri kapsamında, saha zeminlerinin sıvılaşmaya karşı kayma direnci,  $\tau$ ; eğimsiz sahalar için geliştirilmiş, arazi penetrasyon deneyleri veya kayma dalga hızı değerlerine bağlı ampirik zemin sıvılaşması direnci bağıntı ve eğrileri (gerekli düzeltmeler uygulanarak) kullanılarak bulunacaktır. SPT deney sonuçlarından yararlanılarak sıvılaşma direncinin hesaplanması için önerilen yöntem **6B.3**'te verilmiştir. Deprem sırasında gelişen kayma gerilmeleri,  $\tau_{\text{deprem}}$ , basitleştirilmiş yöntem kullanılarak hesaplanacaktır.

### 6B.2. SPT VERİLERİNİN DÜZELTİLMESİ

#### 6B.2.1. Ham SPT Verilerinin Düzeltilmesi

**6B.2.1.1** – Araziden elde edilmiş ham SPT verileri,  $N$ , **Denk.(6B.1)** kullanılarak  $N_{1,60}$  değerine düzeltilecektir.

$$N_{1,60} = NC_N C_R C_S C_B C_E \quad (6B.1)$$

Burada  $C_N$  kohezyonsuz zeminlerde uygulanan jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısını,  $C_R$  tij boyu düzeltme katsayısını,  $C_S$  numune alıcı tipi düzeltme katsayısını,  $C_B$  sondaj delgi çapı düzeltme katsayısını,  $C_E$  enerji oranı düzeltme katsayısını göstermektedir.

**6B.2.1.2** – Derinlik düzeltme katsayısı  $C_N$  **Denk.(6B.2)**'de verilen bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{vo}}} \leq 1.70 \quad (6B.2)$$

Bu bağıntıda deney derinliğindeki efektif düşey gerilme  $\sigma'_{vo}$  (kN/m<sup>2</sup>), Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) yapıldığı durumdaki arazi koşullarına göre hesaplanmaktadır. Deney sonrasında yapılan ek dolgu, temel gerilmesi veya zemin kazısı ve benzeri nedenler ile oluşan efektif gerilme değişiklikleri dikkate alınmayacaktır.

**6B.2.1.3** – **Denk.(6B.1)**'de yer alan diğer düzeltme katsayıları **Tablo 6B.1**'de verilmiştir.

#### 6B.2.2. SPT Verilerinin İnce Dane İçeriğine Göre Düzeltilmesi

İnce dane içeriğine ( $IDI$ ) göre düzeltilmiş darbe sayıları  $N_{1,60f}$  **Denk.(6B.3a)** ile hesaplanacaktır:

$$N_{1,60f} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad (6B.3a)$$

Buradaki  $\alpha$  ve  $\beta$  katsayıları **Denk.(6B.3b)**'de verilmiştir:

$$\begin{aligned} \alpha = 0 \quad ; \quad \beta = 1.0 & \quad (IDI \leq \%5) \\ \alpha = \exp[1.76 - (190 / IDI^2)] \quad ; \quad \beta = 0.99 + IDI^{1.5} / 1000 & \quad (\%5 < IDI \leq \%35) \\ \alpha = 5.0 \quad ; \quad \beta = 1.2 & \quad (IDI \geq \%35) \end{aligned} \quad (6B.3b)$$

Tablo 16B.1. SPT Düzeltme Katsayıları

Düzeltilme Katsayısı	Değişken	Değer
$C_R$	3m ile 4m aralığında	0.75
	4m ile 6m aralığında	0.85
	6m ile 10m aralığında	0.95
	10m'den derin	1.00
$C_S$	Standart numune alıcı (iç tüpü olan)	1.00
	İç tüpü olmayan numune alıcı	1.10-1.30
$C_B$	Çap 65mm-115mm arasında	1.00
	Çap 150mm	1.05
	Çap 200mm	1.15
$C_E$	Güvenli tokmak	0.60-1.17
	Halkalı tokmak	0.45-1.00
	Otomatik darbeli tokmak	0.90-1.60

### 6B.3. SIVILAŞMA DİRENCİNİN HESAPLANMASI

**6B.3.1** – Sıvılaşma direnci  $\tau_R$ , moment büyüklüğü 7.5 olan depreme karşı gelen çevrimsel dayanım oranının ( $CRR_{M7.5}$ ), tasarım depremi moment büyüklüğü düzeltme katsayısı ( $C_M$ ) ve efektif düşey gerilme ( $\sigma'_{vo}$ ) ile çarpılması ile hesaplanacaktır.

$$\tau_R = CRR_{M7.5} C_M \sigma'_{vo} \quad (6B.4a)$$

**6B.3.2** – Çevrimsel dayanım oranı **Denk.(6B.4b)**'de verilen bağıntı ile hesaplanacaktır:

$$CRR_{M7.5} = \frac{1}{34 - N_{1,60f}} + \frac{N_{1,60f}}{135} + \frac{50}{[10N_{1,60f} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (6B.4b)$$

Deprem büyüklüğü düzeltme katsayısı ( $C_M$ ), tasarım depremi büyüklüğüne ( $M_w$ ) bağlı olarak **Denk.(6B.4c)**'deki bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$C_M = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (6B.4c)$$

### 6B.4. DEPREMDE OLUŞAN KAYMA GERİLMESİNİN HESAPLANMASI

**6B.4.1** – Zeminde oluşan kayma gerilmesi **Denk.(6B.5)**'deki ilişki ile hesaplanacaktır.

$$\tau_{deprem} = 0.65 \sigma_{vo} (0.4S_{DS}) r_d \quad (6B.5)$$

Burada  $\sigma_{v0}$  sınıvlaşma değerlendirmesi yapılan derinlikteki toplam düşey gerilmeyi,  $r_d$  ilgili derinlikteki gerilme azaltma katsayısını,  $S_{DS}$  ise kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını göstermektedir.

**6B.4.2** – Gerilme azaltma katsayısı,  $r_d$  incelenen derinliğe ( $z$ ) bağlı olarak **Denk.(6B.6)**'ya göre elde edilecektir.

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z & z \leq 9.15\text{m} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z & 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m} \\ r_d &= 0.744 - 0.008z & 23\text{m} < z \leq 30\text{m} \\ r_d &= 0.50 & z > 30\text{m} \end{aligned} \quad (6B.6)$$

## **EK 6C – p-y, t-z ve Q-Z YAYLARI İÇİN KAYNAKLAR**

### **6C.1. p-y YAYLARI İÇİN KAYNAKLAR**

- (a) Matlock, H. (1970). “Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay.” Proc., 2nd Annu. Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204, Houston, Texas, pp. 577-594.
- (b) Reese, L. C. and Welch, R. C. (1975). “Lateral loading of deep foundation in stiff clay.” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(7), pp. 633-649.
- (c) Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1975). “Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay.” Proc. 7th Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 2321, Houston, Texas, pp. 671-690.
- (d) Welch, R. C. and Reese, L. C. (1972). “Laterally loaded behavior of drilled shafts.” Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin.
- (e) Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974). “Analysis of laterally loaded piles in sand.” Proc. 6th Offshore Technology Conference, Paper 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.

### **6C.2. SIVILAŞMA OLUŞAN ZEMİNLERDE p-y YAYLARI İÇİN KAYNAKLAR**

- (a) Rollins, K.M., Gerber, T.M., Lane, J.D., Ashford, S.A. (2005a). “Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand”, Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, Vol. 131, pp. 115-125.
- (b) Rollins, K.M., Hales, L.J., Ashford, S.A. (2005b). “p-y Curves for Large Diameter Shafts in Liquefied Sands from Blast Liquefaction Tests”, Seismic Performance and simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground, Geotechnical Special Publication No.145, ASCE, p.11-23.
- (c) Franke, K.W. ve Rollins, K.M. (2013), “Simplified Hybrid p-y Spring Model for Liquefied Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 139, No.4, pp. 564-576.

### **6C.3. t-z VE Q-Z YAYLARI İÇİN KAYNAK**

API WSD RP-2A (2000). Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, American Petroleum Institute.

## EK 6D – KENAR AYAK ARKA DOLGUSUNDA PASİF BASINÇ İÇİN $p - y$ EĞRİSİ

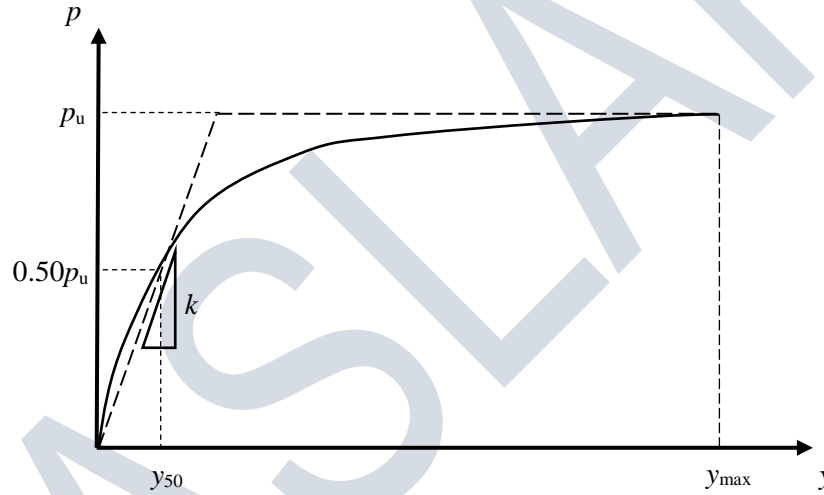
**6D.1** – İkinci aşamada tabliyenin elastomer veya kayıcı mesnet üzerinde hareket ederek kenar ayak alın duvarına (parapet) çarpması ve alın duvarının alttan mafsallaşarak dönmesi sonucunda kenarayak arka dolgusunda mobilize olacak pasif basınç ile yatay yerdeğiştirme arasındaki  $p - y$  ilişkisi **Denk.(6D.1)**'de tanımlanmıştır (\*):

$$p = \frac{y}{a + by} \quad (6D.1)$$

Burada  $p$  alın duvarının birim uzunluğuna gelen pasif basınç kuvvetini,  $y$  yatay yerdeğiştirmeyi,  $a$  ve  $b$  ise **Denk.(6D.2)**'de verilen katsayıları göstermektedir.

$$a = \frac{y_{\max}}{2ky_{\max} - p_u} \quad ; \quad b = \frac{2(ky_{\max} - p_u)}{p_u(2ky_{\max} - p_u)} \quad (6D.2)$$

Bu bağıntılarda yer alan parametreler **Şekil 6D.1**'de belirtilmiştir.



**Şekil 6D.1**

**6D.2** – Kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için uygulamada yaklaşık olarak kullanılması öngörülen(\*)  $p - y$  eğrisi tanım parametrelerinin sayısal değerleri **Tablo 6D.1**'de verilmiştir. Tabloda  $h$  alın duvarının yüksekliğini [m] göstermektedir.

**Tablo 6D.1. Kenar ayak  $p - y$  eğrisi tanım parametreleri**

Zemin cinsi	$p_u / h$ [kN/m/m]	$k$ [kN/m/m]	$y_{\max} / h$
Kohezyonsuz	265	29000	0.05
Kohezyonlu	265	14500	0.10

**6D.3** – Uygulamada yaklaşık olarak eğrisel  $p - y$  ilişkisi yerine **Şekil 6D.1**'de gösterilen iki-doğrulu ilişki de kullanılabilir.

(\*) Shamsabadi, A., Rollins, K.M., Kapuskar, M. (2007). "Nonlinear soil-abutment-bridge structure interaction for seismic performance-based design". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.133, No.6, pp.707-720.

## BÖLÜM 7 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜLERDE KÖPRÜ – KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN HESAP KURALLARI

### 7.1. KAPSAM

**7.1.1 – 3.10.1'e** göre  $KÖS = 1,2$  ve  $DTS = 1,2,3$  için yerel zemin sınıfı ZE ve/veya ZF olan zeminlerde zorunlu olarak, yerel zemin sınıfı ZD olan zeminlerde de gereği halinde yapılan kazıklı köprülerde “*köprü – kazık – zemin etkileşimi*” hesapları bu bölümde tanımlanan KKZE-A, KKZE-B veya KKZE-C Yöntemlerine göre yapılacaktır.

**7.1.2 –** Orta ayak ve/veya kenar ayak temelleri kazıklı olan köprü taşıyıcı sistemlerinin deprem hesabında, birinci aşamada YÖNTEM 1 kapsamında kullanılan KKZE-A Yöntemi'nde ve ikinci aşamada YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 kapsamında kullanılan KKZE-B Yöntemi'nde köprü-kazık-zemin etkileşimi *kinematik etkileşim* ve *eylemsizlik etkileşimi* olmak üzere iki kısımda ele alınacaktır:

(a) *Kinematik etkileşim* hesabının amacı, kaynaktan gelen deprem dalgalarının zemin ortamında yayılımı sonucunda kazıklarda oluşan iç kuvvet ve şekildeğiştirmelerin hesaplanması, ayrıca daha sonra eylemsizlik etkileşiminde köprü taşıyıcı sistemine kinematik olarak aktarılmak üzere kazık başlığında tanımlanan *etkin temel hareketi*'nin belirlenmesidir. Rijit kazık başlığı varsayımı ile *kinematik etkileşim* hesabı, köprü taşıyıcı sisteminden bağımsız olarak sadece zemin-kazık-kazık başlığı altsisteminde yapılan bir hesaptır (Bkz. 7.3.1 ve 7.4.1).

(b) *Eylemsizlik etkileşimi*, köprü taşıyıcı sisteminin deprem hesabında zemin-kazık altsisteminin rijitliğinin gözönüne alınmasına karşı gelmektedir (Bkz. 7.3.2 ve 7.4.2). Bu kapsamda köprü taşıyıcı sistemine kinematik olarak aktarılan *etkin temel hareketi*'nin, köprüde meydana getirdiği eylemsizlik kuvvetlerinin (deprem yüklerinin) etkisi ile hem köprüde, hem de geriye dönüşle kazıklarda meydana gelen iç kuvvetler ve şekildeğiştirmeler belirlenir.

**7.1.3 –** Temelleri kazıklı olan kenar ayaklarda, birinci aşamada YÖNTEM 1 kapsamında kullanılan KKZE-A Yöntemi'nde ve ikinci aşamada YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 kapsamında kullanılan KKZE-B Yöntemi'nde eylemsizlik etkileşimi sadece enine doğrultudaki deprem etkisi altında gözönüne alınacaktır. Boyuna doğrultuda ise ikinci aşamada KKZE-B Yöntemi ile eylemsizlik etkileşimi kapsamında sadece  $KÖS = 1,2$  olan köprülerde gözönüne alınan tabliye-kenar ayak dolgusu etkileşimi 7.4.2.6'da açıklanmıştır.

**7.1.4 –** Temelleri kazıklı olan köprü taşıyıcı sistemlerinin deprem hesabında, ikinci aşamada YÖNTEM 2.3 kapsamında kullanılan KKZE-C Yöntemi'nde köprü, kazık ve zemin ortamının birlikte tek bir taşıyıcı sistem olarak modellendiği *ortak sistem yaklaşımı* uygulanacaktır (Bkz. 7.5).

**7.1.5 –** Kazık kullanılmayan yüzeysel veya gömülü temel durumunda, tüm hesap yöntemlerinde köprü-zemin etkileşimi kapsamında sadece *eylemsizlik etkileşimi* hesabı yapılacaktır. Bu bağlamda yüzeysel ve zemine gömülü rijit dikdörtgen temellerin yay rijitlik katsayıları 7.6'da verilmiştir.

## 7.2. ZEMİN DEPREM DAVRANIŞININ VE KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN MODELLENMESİ

### 7.2.1. Genel Modelleme Yaklaşımı

**7.2.1.1** – Bu Yönetmelik’te genel olarak kullanılması öngörülen köprü-kazık-zemin etkileşimi hesap yöntemlerinde, kazık-zemin altsisteminde zemin ortamının ve kazıkların aynı hesap modeli içinde sonlu elemanlarla (veya sonlu farklarla) modellenmesi gerekmektedir. Kullanılacak hesap modelinde, zemin ortamının taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketi altında yapılan *serbest zemin davranış hesabı* sonucunda elde edilen *toplam zemin yerdeğiştirmeleri*, daha sonra bir uçlarından kazık düğüm noktalarına bağlı olan p-y yaylarının öteki uçlarına (zemin uçlarına) uygulanacaktır. Uygulamada bu şekilde yapılan yüklemeye *yerdeğiştirme yüklemesi* adı verilmektedir.

**7.2.1.2** – Bu Yönetmelik’te kullanılması öngörülen ve **7.2.1.1**’de açıklanan modelleme yaklaşımına alternatif olarak, sadece ikinci aşamadaki YÖNTEM 2.3 kapsamında yapılacak *ortak sistem etkileşim hesabı*’nda uygulanmak üzere, zemin ortamının sonlu elemanlarla (veya sonlu farklarla) modellenmesini içeren yaklaşıma ilişkin kurallar **7.5.5**’te verilmiştir.

### 7.2.2. Serbest Zemin Davranış Hesabı

**7.2.2.1** – Deprem etkisi altında zamana bağlı serbest zemin yerdeğiştirmeleri, kazıkların varlığından bağımsız olarak, **6.5**’te verilen modelleme kuralları gözönüne alınarak taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketi etkisi altında **6.6**’ya göre yapılacak bir, iki veya üç boyutlu *doğrusal olmayan serbest zemin davranış hesabı* ile belirlenecektir.

**7.2.2.2** – Zamana bağlı serbest zemin yerdeğiştirmeleri, zemin profili boyunca daha sonra gözönüne alınacak olan kazıkların düğüm noktalarının hizalarında *toplam yerdeğiştirmeler* olarak hesaplanacaktır. Herhangi bir düğüm noktasındaki toplam yerdeğiştirme, taban kayasının yerdeğiştirmesi ile zeminde meydana gelen rölatif yerdeğiştirmenin toplamıdır.

### 7.2.3. Kazık – Zemin Etkileşiminin Modellenmesi

**7.2.3.1** – Kazık boyunca düğüm noktaları, serbest zemin davranış hesabında kullanılan zemin alt-tabakaları ile uyumlu olarak belirlenecektir.

**7.2.3.2** – Her bir kazık düğüm noktasında kazık ile zemin ortamı arasındaki görelî kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi **6.9**’a göre belirlenen p-y, t-z yayları ile, kazık ucunda ise Q-Z yayı ile modellenecektir.

(a) KKZE-A ve KKZE-B Yöntemleri ile yapılacak *kinematik etkileşim hesapları* ile KKZE-C Yöntemi’nde yapılacak *ortak sistem hesabı*’nda p-y yayları, her bir düğüm noktasında bir çift *sadece-basınç yayı* olarak tanımlanacaktır. Birinci *aktif yay*’ın zemin ucundan serbest zemin deprem toplam yerdeğiştirmeleri yüklenecek, ikinci *pasif yay* ise zeminin tepkisini temsil edecektir. Deprem hareketinin yönüne göre sadece basınç alan aktif ve pasif yaylar yer değiştirecektir.

(b) KKZE-A ve KKZE-B Yöntemleri ile yapılacak *eylemsizlik etkileşimi hesapları*’nda kazık boyunca her bir düğüm noktasında eşdeğer-doğrusal tek bir p-y yayının gözönüne alınması yeterlidir.

**7.2.3.3** – Deprem hesabından önce t-z ve Q-Z yayları kullanılarak düşey yüklerden kazıklarda oluşan aksel kuvvetler hesaplanacaktır. t-z ve Q-Z yayları **7.2.3.2(a)** ve **(b)**'de belirtilen etkileşim hesaplarında da gözönüne alınacaktır.

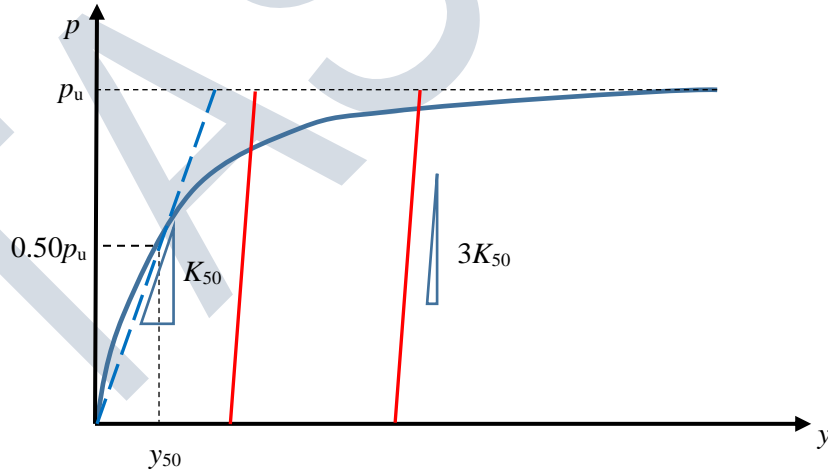
**7.2.3.4** – Kazıklarda yatay deprem etkisi altında *grup etkisi*'nin yaklaşık olarak gözönüne alınması için **Denk.(7.1)**'de verilen ampirik bağıntı ile hesaplanan azaltma katsayıları  $\beta_G$ , p-y yayları için tanımlanan kuvvet-yerdeğiştirme eğrilerinin kuvvet (p) eksenine uygulanacaktır:

$$\beta_G = 0.2[(1-\beta_{G1})s - (1-6\beta_{G1})] \quad (7.1)$$

Burada s gözönüne alınan doğrultuda kazık sıraları ara uzaklığının kazık çapına oranını,  $\beta_{G1}$  ise her bir kazık sırası için farklı olarak uygulanacak bir katsayıyı göstermektedir. *Sadece-basınç yayları*'na uygulanmak üzere yanal basınca maruz en öndeki kazık sırası için  $\beta_{G1} = 0.7$ , onun arkasındaki ikinci kazık sırası için  $\beta_{G1} = 0.45$ , üçüncü kazık sırası için  $\beta_{G1} = 0.3$ , dördüncü ve daha arkadaki kazık sıraları için ise  $\beta_{G1} = 0.2$  alınacaktır. Ters yöndeki yerdeğiştirmeler için bu katsayılar aynı kazıklara ters sıra ile uygulanacaktır. **Denk.(7.1)**'de verilen bağıntı  $s \leq 6$  için kullanılacak,  $s > 6$  için  $\beta_G = 1$  alınacaktır.

**7.2.3.5** – Zaman tanım alanında yapılacak hesaplarda p-y yaylarının çok-doğrulu çevrimsel özelliklerinin tanımlanması bağlamında, ilk yüklemekten sonra yük boşaltma – tekrar yükleme durumundaki rijitlik, arazi deneylerine veya benzer zemin koşulları için literatürde yer alan bilgilere dayandırılmadığı sürece, iskelet eğrisinden hesaplanan dayanımın ( $p_u$ ) %50'sine karşılık gelen yerdeğiştirmeden ( $y_{50}$ ) geçen sekant rijitliğinin ( $K_{50}$ ) üç katına eşit alınabilir (**Şekil 7.1**).

**7.2.3.6** – Zaman tanım alanında yapılacak hesaplarda, bir yöndeki yüklemeye zeminde meydana gelen yerdeğiştirmenin ters yöndeki yüklemeye kapanana kadar öbür tarafta zemin tepkisi oluşmayacağını dikkate alan çevrimsel hesap modeli gözönüne alınacaktır.



Şekil 7.1

## 7.2.4. Kazıkların ve Kazık Başlığının Modellenmesi

**7.2.4.1** – KKZE-A yönteminde kazıkların davranışı doğrusal olarak gözönüne alınacaktır. KKZE-B ve KKZE-C yöntemlerinde ise kazıklardan ve sonsuz rijit olduğu varsayılan kazık başlığından oluşan altsistemde kazıklar, **5.3.1.3**'e göre tanımlanan plastik mafsalların kazık başlığının hemen altında ve ayrıca zemin içinde derinlik boyunca uygun aralıklarla



yerleştirildiği çubuk elemanlar olarak modellenecektir. Betonarme kazıkların etkin akma momentleri **EK 5B**'ye göre hesaplanacaktır.

**7.2.4.2** – Betonarme kazıkların kazık başlığı ile monolitik bağlantısında kazık başlığının hemen altındaki plastik mafsalsal *plastik mafsalsal boyu* yarısı kazık içinde, diğer yarısı ise kazık başlığı içinde olmak üzere,  $L_p = 0.044 f_{ye} d_b$  [mm] bağıntısı ile hesaplanacaktır. Burada  $f_{ye}$  ve  $d_b$ , sırası ile, bağlantıdaki boyuna donatı çeliğinin ortalama (beklenen) akma dayanımını [MPa] ve çapını [mm] göstermektedir. Çelik boru kazıkların kazık başlığı ile monolitik bağlantıları, kazıkların tepesinde en az iki kazık çapı derinliğinde düzenlenecek betonarme tıplar ile yapılacaktır. Bu tür kazıkların kazık başlığı ile monolitik bağlantısında da tıpanın üst kısmındaki plastik mafsalsal boyu betonarme kazıklarda olduğu gibi tanımlanacaktır.

**7.2.4.3** – Zemin içinde oluşacak plastik mafsallarda *plastik mafsalsal boyu* kazığın çalışan doğrultudaki kesit boyutuna eşit alınacaktır.

**7.2.4.4** – Bütün etkileşim yöntemlerinde betonarme kazıkların eğilme etkisinde etkin kesit rijitliği, brüt rijitliğin %50'si olarak alınacaktır. Kesme ve eksenel kesit rijitliklerinde herhangi bir azaltma yapılmayacaktır.

### **7.3. KÖPRÜ–KAZIK–ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN KKZE–A YÖNTEMİ**

Köprü-kazık-zemin etkileşimi için KKZE-A Yöntemi, birinci aşama hesapta YÖNTEM 1 kapsamında kullanılacaktır.

#### **7.3.1. KKZE-A Yöntemi ile Kinematik Etkileşim Hesabı**

**7.3.1.1** – KKZE-A Yöntemi ile Kinematik Etkileşim Hesabı'nın ilk adımında **7.2.2**'ye göre zaman tanım alanında doğrusal olmayan serbest zemin davranış hesabı, taban kayasında tanımlanan 7 deprem kaydı için yapılacak ve daha sonra gözönüne alınacak olan kazıkların düğüm noktalarının hizalarında her bir deprem için elde edilen toplam yerdeğıştirmelerinin zamana göre maksimum değerleri hesaplanacaktır. Daha sonra bu maksimumların 7 deprem için ortalamaları alınarak, kazık boyunca *toplam deprem yerdeğıştirme profili* elde edilecektir.

**7.3.1.2** – Yapılan serbest zemin davranış hesabından yararlanılarak **6.6**'ya göre zemin yüzeyindeki *sahaya özel deprem spektrumu* elde edilecek ve kazık başlığı altında *etkin temel tasarım ivme spektrumu* olarak kullanılacaktır.

**7.3.1.3** – **7.3.1.1**'de elde edilen toplam deprem yerdeğıştirme profili, **7.2.4.1**'e göre tanımlanan kazık-kazık başlığı altsistemi modelinde sıfırdan başlayarak *artımsal statik yerdeğıştirme yüklemesi* olarak **7.2.3.2** uyarınca kazıkların sadece basınç alan *aktif* p-y yaylarının zemin uçlarına adım-adım uygulanacaktır. Kazıklarda doğrusal davranış ile birlikte **7.2.3.4**'e göre grup etkisi gözönüne alınacaktır.

**7.3.1.4** – Artımsal statik itme hesabı olarak yapılacak kinematik etkileşim hesabının çıktıları olarak kazık yerdeğıştirmeleri, pasif p-y yayları ile t-z ve Q-Z yaylarındaki zemin tepki kuvvetleri ve kazıklarda oluşan iç kuvvetler edilecektir.

### 7.3.2. KKZE-A Yöntemi ile Eylemsizlik Etkileşiminin Gözönüne Alınması

**7.3.2.1** – KKZE-A Yöntemi ile Eylemsizlik Etkileşimi'nde kazıklar ve kazık başlığından oluşan altsistemin, YÖNTEM 1 kapsamında köprü taşıyıcı sistemi ile birleştirilmesi ile elde edilen birleşik taşıyıcı sistem modeli ile hesap yapılacaktır. Bu sistemde kazık başlığının kütlesi de gözönüne alınacak, kazıkların kütleleri ise hesaba katılmayacaktır. Kazıklarda doğrusal elastik davranış gözönüne alınacaktır. Kenar ayaklarda 7.1.3'e göre enine doğrultudaki depremin etkisi altında yapılan eylemsizlik etkileşimi hesabında, kazık başlığının kütlelerine ek olarak kenarayak ön, kanat ve alın duvarları ile arka zemin dolgusunun da kütleleri gözönüne alınacaktır.

**7.3.2.2** – Hesapta etkin temel tasarım ivme spektrumu olarak 7.3.1.2'ye göre elde edilen sahaya özel deprem spektrumu kullanılacaktır.

**7.3.2.3** – Kazıklar boyunca 7.2.3.2(b)'ye göre eşdeğer-doğrusal p-y yayları kullanılacaktır. Her bir yayın eşdeğer-doğrusal rijitlik katsayısı, 7.3.1.3'e göre yapılan kinematik etkileşim hesabında pasif p-y yayında elde edilen zemin tepki kuvvetinin aynı yaydaki görelî (rölatif) yerdeğiştirmeye bölünmesi ile elde edilecektir. t-z ve Q-Z yaylarında ise başlangıç rijitlikleri doğrusal rijitlikler olarak kullanılacaktır.

**7.3.2.4** – Eylemsizlik etkileşimi hesabının çıktıları olarak YÖNTEM 1 kapsamında köprü taşıyıcı sisteminde ve kazıklarda oluşan yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler elde edilecektir.

### 7.3.3. Kinematik ve Eylemsizlik Etkileşimi Sonuçlarının Birleştirilmesi

Kazıklardaki yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler bakımından kinematik ve eylemsizlik etkileşimi etkileri aşağıdaki iki durumun elverişsiz olanına göre birleştirileceklerdir:

- (a) Kinematik etkileşimden gelen etkilerin %100'ü ile eylemsizlik etkileşimden gelen etkilerin %50'sinin toplamı;
- (b) Eylemsizlik etkileşimden gelen etkilerin %100'ü ile kinematik etkileşimden gelen etkilerin %50'sinin toplamı.

## 7.4. KÖPRÜ–KAZIK–ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN KKZE–B YÖNTEMİ

Köprü-kazık-zemin etkileşimi için KKZE-B Yöntemi, ikinci aşama hesapta YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 kapsamında kullanılacaktır.

### 7.4.1. KKZE-B Yöntemi ile Kinematik Etkileşim Hesabı

**7.4.1.1** – KKZE-B Yöntemi ile Kinematik Etkileşim Hesabı'nın ilk adımında 7.2.2'ye göre zaman tanım alanında doğrusal olmayan serbest zemin davranış hesabı, taban kayasında tanımlanan 7 deprem kaydı için yapılacak ve daha sonra gözönüne alınacak olan kazıkların düğüm noktalarının hizalarında her bir deprem için toplam yerdeğiştirmelerin zamana göre değişimleri elde edilecektir.

**7.4.1.2** – 7.4.1.1'de kazıklar boyunca zaman tanım alanında her bir deprem kaydı için elde edilen toplam deprem yerdeğiştirmeleri, 7.2.4.1'e göre tanımlanan kazık-kazık başlığı altsistemi modelinde dinamik yerdeğiştirme yüklemesi olarak 7.2.3.2 uyarınca kazıkların sadece basınç alan aktif p-y yaylarının zemin uçlarına her bir t anında uygulanacaktır. Zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan altsistem hesabında, kazıklardaki grup etkisi pasif p-y yaylarında 7.2.3.4'e göre gözönüne alınacaktır.

**7.4.1.3** – Zaman tanım alanında yapılacak kinematik etkileşim hesabının çıktıları olarak;

(a) Her bir deprem kaydı için kazık başlığının altında elde edilen toplam yerdeğiştirmeden yararlanılarak *etkin temel hareketi ivme spektrumu* hesaplanacaktır. Hesaplanan 7 spektrumda her bir periyot için spektral ivmelerin ortalamaları alınarak, eylemsizlik etkileşimi hesabında kullanılmak üzere *etkin temel tasarım ivme spektrumu* elde edilecektir.

(b) Her bir deprem kaydı için kazık yerdeğiştirmelerinin, pasif p-y yayları ile t-z ve Q-Z yaylarındaki zemin tepki kuvvetlerinin, kazıklarda oluşan iç kuvvetlerin ve eğer oluşmuş ise, plastik mafsallı dönmelerinin zamana göre değişimleri ve bunların maksimum değerleri elde edilecektir.

#### **7.4.2. KKZE-B Yöntemi ile Eylemsizlik Etkileşiminin Gözönüne Alınması**

**7.4.2.1** – KKZE-B Yöntemi ile Eylemsizlik Etkileşimi'nde, kazıklar ve kazık başlığından oluşan altsistem köprü taşıyıcı sistemi ile birleştirilerek elde edilen birleşik taşıyıcı sistem modeli ile hesap yapılacaktır. Bu sistemde kazık başlığının kütlesi de gözönüne alınacak, kazıkların kütleleri ise hesaba katılmayacaktır. Kenar ayaklarda **7.1.3**'e göre enine doğrultudaki depremin etkisi altında yapılan eylemsizlik etkileşimi hesabında, kazık başlığının kütlesine ek olarak kenarayak ön, kanat ve alın duvarları ile arka zemin dolgusunun da kütleleri gözönüne alınacaktır.

**7.4.2.2** – YÖNTEM 2.1 (*Karma Yöntem*) ile yapılan doğrusal elastik yerdeğiştirme talebi hesabında, kazıklarda doğrusal elastik davranış gözönüne alınacaktır. Ancak aynı yöntem kapsamında şekil değiştirmeye göre değerlendirme için **5.5.2**'ye göre yapılacak *Orta Ayak İtme Hesabı*'nda ve YÖNTEM 2.2'de kazıklarda plastik mafsalların oluşumu hesaba katılacaktır.

**7.4.2.3** – Hesapta deprem verisi olarak **7.4.1.3(a)**'ya göre elde edilen *etkin temel tasarım ivme spektrumu* kullanılacaktır.

**7.4.2.4** – Kazıklar boyunca **7.2.3.2(b)**'ye göre eşdeğer-doğrusal p-y, t-z ve Q-Z yayları kullanılacaktır. Her bir p-y yayının *eşdeğer-doğrusal rijitlik katsayısı*, kinematik etkileşim hesabından **7.4.1.3(b)**'ye göre her bir deprem kaydı için pasif p-y yayında elde edilen maksimum zemin tepki kuvvetlerinin ortalamasının aynı yayda benzer şekilde elde edilen ortalama yerdeğiştirmeye bölünmesi ile elde edilecektir. t-z ve Q-Z yaylarında ise başlangıç rijitlikleri doğrusal rijitlikler olarak kullanılacaktır.

**7.4.2.5** – Eylemsizlik etkileşimi hesabının çıktıları olarak YÖNTEM 2.1 ve YÖNTEM 2.2 kapsamında köprü taşıyıcı sisteminde ve kazıklarda oluşan yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler ile kazıklarda oluşabilecek plastik mafsalların dönmeleri hesaplanacaktır.

**7.4.2.6** – Temelleri yüzeysel veya kazıklı olan kenar ayaklarda, birinci aşamadaki ön tasarıma göre ikinci aşamada boyuna doğrultuda tabliye ile kenar ayak arasında öngörülen boşluğun sınırlandırılması için, KÖS = 1,2 olan köprülerde tabliyenin elastomer veya kayıcı mesnet üzerinde hareket ederek kenar ayak alın duvarına (parapet) çarpmasına izin verilebilir. Bu bağlamda alın duvarının (parapet) tasarımı, konsol bir eleman olarak alt kesitinde mafsallaşacak şekilde yapılır ve böylece kenar ayak arka dolgusundaki pasif basıncın mobilize olması öngörülür. Bu şekilde oluşacak tabliye-kenar ayak arka dolgusu etkileşiminin gözönüne alınması için **EK 6D**'de verilen pasif basınç p – y eğrisinden yararlanılabilir.

(a) YÖNTEM 2.1’de boşluğun ve **EK 6D’de 6D.3’e** göre iki doğrulu olarak modellenen p-y yayının ortak etkisi, yapılacak ardışık yaklaşım hesabında bir eşdeğer sekant rijitliği olarak gözönüne alınabilir.

(b) YÖNTEM 2.2’de ise boşluk ve **EK 6D’de 6D.3’e** göre iki doğrulu olarak modellenen p-y yayı, doğrusal olmayan elemanlar olarak gözönüne alınabilir.

#### 7.4.3. Kinematik ve Eylemsizlik Etkileşimi Sonuçlarının Birleştirilmesi

Kazıklardaki yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler bakımından kinematik ve eylemsizlik etkileşimi etkileri **7.3.3’e** göre birleştirileceklerdir.

### 7.5. KÖPRÜ–KAZIK–ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN KKZE–C YÖNTEMİ

**7.5.1** – Köprü-kazık-zemin etkileşimi için KKZE-C Yöntemi, ikinci aşama hesapta YÖNTEM 2.3 kapsamında kullanılacaktır. KKZE-C Yöntemi’nde köprü, kazık ve zemin ortamının birlikte tek bir taşıyıcı sistem olarak modellendiği *ortak sistem yaklaşımı* uygulanacaktır. Ortak sistemde kazıklar ve kazık başlığından oluşturulan altsistem **7.2.3** ve **7.2.4’e** göre, köprü taşıyıcı sistemi ise **5.4’e** göre modellenecektir.

**7.5.2** – KKZE-C Yöntemi ile Ortak Sistem Etkileşim Hesabı’nın ilk adımında **7.2.1’e** göre serbest zemin davranış hesabı, taban kayasında tanımlanan 7 deprem kaydı için yapılacak ve daha sonra gözönüne alınacak olan kazıkların düğüm noktalarının hizalarında her bir deprem için toplam yerdeğiştirmelerin zamana göre değişimleri elde edilecektir.

**7.5.3** – **7.5.2’de** kazıklar boyunca zaman tanım alanında her bir deprem kaydı için elde edilen toplam deprem yerdeğiştirmeleri, **7.5.1’de** tanımlanan ortak sistem modelinde *dinamik yerdeğiştirme yüklemesi* olarak **7.2.3.2** uyarınca kazıkların sadece basınç alan *aktif* p-y yaylarının zemin uçlarına her bir *t* anında uygulanacaktır. Zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan ortak sistem hesabında, kazıklardaki grup etkisi *pasif* p-y yaylarında **7.2.3.4’e** göre gözönüne alınacaktır.

**7.5.4** – Zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan ortak sistem hesabının çıktıları olarak her bir deprem kaydı köprü taşıyıcı sistemindeki tüm elemanların ve kazıkların yerdeğiştirmelerinin, iç kuvvetlerinin ve plastik şekildeğiştirmelerinin zamana göre değişimleri ve bunların maksimum değerleri elde edilecektir.

**7.5.5** – Bu Yönetmelik’te kullanılması öngörülen ve yukarıda açıklanan etkileşim hesabına alternatif olarak, sadece ikinci aşamada YÖNTEM 2.3 kapsamında yapılacak doğrusal olmayan *ortak sistem etkileşim hesabı*’nda kullanılmak üzere zemin ortamının sonlu elemanlarla (veya sonlu farklarla) modellenmesini içeren yaklaşım, aşağıdaki kurallar çerçevesinde uygulanabilir:

(a) *Zemin ortamı*, **6.5.7**, **6.5.8** ve **6.5.9’a** göre tanımlanan *mühendislik taban kayası*’nın üzerinde, sonlu elemanlar veya sonlu farklar yöntemleri ile analiz edilecek şekilde *üç boyutlu* olarak modellenecektir. Ortak sistem etkileşim modeli çerçevesinde köprü üstyapısı ile birlikte gözönüne alınması gereken kazıkların ve zemin ortamının düzlem şekildeğiştirme durumu için iki boyutlu olarak modellenmesine izin verilmez.

(b) Sonlu zemin modelinin dış çevresi boyunca ve ZA veya ZB olarak sınıflandırılmayan *mühendislik taban kayası*’nda, zemin ortamından aşağıya ve ayrıca dışa doğru yayılan dalgaların içeriye yansımalarını önlemek için uygun olarak seçilmiş *geçirgen sınırlar*

kullanılacaktır. Geçirgen sınırların köprüye yatay uzaklığı, her iki doğrultuda ve her iki tarafta ayrı ayrı olmak üzere, en az köprü toplam uzunluğu kadar olacaktır.

(c) Zemin ortamının üç boyutlu *doğrusal olmayan* davranışı, deneysel verilerle uyumlu modeller kullanılarak gözönüne alınacaktır. Modellemede **6.5.3**, **6.5.4**, **6.5.5** ve **6.5.10**'da verilen kurallara uyulacaktır.

(d) *Kazıklar*, **5.3.1**'de tanımlanan plastik mafsalların derinlik boyunca uygun aralıklarla yerleştirildiği çubuk elemanlar olarak modellenecektir. Kazıklarla zemin ortamı arasında uygun seçilmiş *arayüz elemanları* kullanılacaktır. Deprem hesabından önce, düşey yüklerden kazıklarda oluşan aksel kuvvetler doğrusal olmayan statik hesap ile belirlenecektir.

(e) *Deprem kayıtları*, en az 7 (iki bileşenli) çift olmak üzere **2.5.1**'e göre seçilerek **2.5.3**'e göre dönüştürülecek ve mühendislik taban kayasından sisteme etki ettirecektir.

## 7.6. YÜZEYSEL VE ZEMİNE KISMEN GÖMÜLÜ TEMELLER İÇİN KÖPRÜ – ZEMİN EYLEMSİZLİK ETKİLEŞİMİ

**7.6.1** – Köprü temellerinin kazıklı temeller olarak düzenlenmediği durumlarda köprü-zemin eylemsizlik etkileşimi için, yarı sonsuz elastik zemin ortamının üstüne oturan yüzeysel rijit temeller ve zemin ortamına kısmen gömülü rijit temeller elde edilmiş bulunan statik yay rijitlik katsayıları kullanılabilir.

**7.6.2** – **Tablo 7.2**'de verilen statik yay rijitlik katsayılarına ilişkin bağıntılarda yer alan *zemin etkin kayma modülü G*, **Bölüm 6**'da **Denk.(6.2)**'ye göre zeminin en üst 30 m'si için bulunan ortalama kayma dalgası hızı esas alınarak **Denk.(6.1)**'den bulunan maksimum kayma modülü  $G_{max}$  cinsinden aşağıdaki şekilde elde edilecektir.

$$G = \lambda_G G_{max} \quad (7.2)$$

Burada  $\lambda_G$  *etkin kayma modülü azaltma katsayısı*'ni göstermektedir. Bu katsayı, yerel zemin sınıflarına ve kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısına bağlı olarak **Tablo 7.1**'de verilmiştir.

**Tablo 7.1. Zemin Etkin Kayma Modülü Azaltma Katsayısı**

Yerel Zemin Sınıfı(**)	Etkin Kayma Modülü Azaltma Katsayısı – $\lambda_G^{(*)}$			
	$S_{DS} = 0^{(***)}$	$S_{DS} = 0.25$	$S_{DS} = 1.00$	$S_{DS} \geq 2.00$
ZA	1.00	1.00	1.00	1.00
ZB	1.00	1.00	0.95	0.90
ZC	1.00	0.95	0.75	0.60
ZD	1.00	0.90	0.50	0.10

(\*)  $S_{DS}$ 'in ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.

(\*\*) Yerel zemin sınıfı ZE ve ZF olan zeminlerde kazıklı temel yapılması zorunludur (Bkz.**3.10.1**).

(\*\*\*) Bu kolon  $S_{DS} < 0.25$  için doğrusal enterpolasyon yapılması amacı ile eklenmiştir.

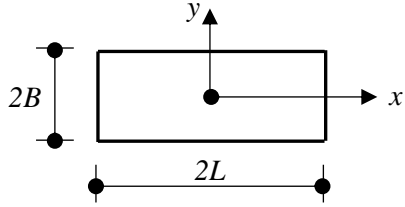
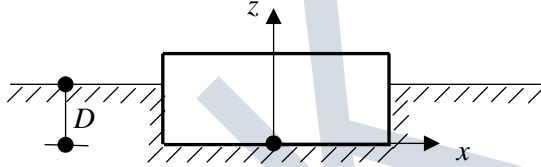
**7.6.3** – **Tablo 7.2**'deki yay katsayılarında yer alan Poisson oranı kohezyonsuz zeminlerde  $\nu = 0.25$ , kohezyonlu zeminlerde ise  $\nu = 0.45$  olarak alınabilir.

**7.6.4 – Tablo 7.2’den** görüldüğü üzere zemine gömülü rijit temeller ait rijitlik yay katsayıları, yüzeysel temellere ait katsayıların belirli çarpanlarla çarpılması ile elde edilmektedir. Tabloda verilen katsayılarla 6x6 boyutunda bir *temel rijitlik matrisi* oluşturulabilir. Yüzeysel temellerde bu matrisin sadece ana diyagonal üzerindeki terimleri sıfırdan farklıdır. Zemine gömülü temellerde ise diyagonal-dışı terimler bağlamında yatay yerdeğiştirme bileşenleri ile dönmeler arasındaki bağlantılar tablonun son satırında verilmiştir.

**7.6.5 –** Düşey doğrultuda ilerleyen kayma dalgalarının etkisi altında yüzeysel temellerde mevcut olmayan temel-zemin kinematik etkileşimi, zemine gömülü temeller için de yaklaşık olarak ihmal edilmiştir.

**7.6.6 –** Birinci ve ikinci aşamada kullanılan tüm yöntemlerde köprü-zemin eylemsizlik etkileşiminin gözönüne alınması için **Tablo 7.2’ye** göre oluşturulacak temel rijitlik matrisi tek bir bağ (link) elemanı olarak veya matrisin diyagonal üzerindeki elemanları ayrı ayrı yaylar olarak rijit temelin altındaki merkez noktasına bağlanacaktır. Temel altı merkez noktası ile temelin üstündeki ayak bağlantı noktası arasında rijitliği çok yüksek fiktif elemanlar düzenlenmelidir.

**Tablo 7.2. Planda Dikdörtgen Rijit Yüzeysel Temeller ve Zemine Gömülü Temeller İçin Yay Rijitlik Katsayıları**

YÜZEYSEL TEMEL	ZEMİNE GÖMÜLÜ TEMEL
 $\kappa = \frac{B}{L} \leq 1$	 $\eta = \frac{D}{B}$
$(K_{z,z})_Y = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\kappa^{0.75})$	$(K_{z,z})_G = (K_{z,z})_Y \left[ 1 + \frac{\eta}{21} (1 + 1.3\kappa) \right] \left[ 1 + 0.2\eta (1 + \kappa)^{2/3} \right]$
$(K_{y,y})_Y = \frac{2GL}{2-\nu} (2 + 2.5\kappa^{0.85})$	$(K_{y,y})_G = (K_{y,y})_Y (1 + 0.15\sqrt{\eta}) \left[ 1 + 0.52(\kappa\eta)^{0.8} \left( 2 + \frac{2}{\kappa} \right)^{0.4} \right]$
$(K_{x,x})_Y = (K_{y,y})_Y - \frac{0.2GL}{0.75-\nu} (1 - \kappa)$	$(K_{x,x})_G = (K_{x,x})_Y (1 + 0.15\sqrt{\eta}) \left[ 1 + 0.52(\kappa\eta)^{0.8} \left( 2 + \frac{2}{\kappa} \right)^{0.4} \right]$
$(K_{\theta_x, \theta_x})_Y = \frac{1.24GL^3}{1-\nu} \kappa^2 (2.4 + 0.5\kappa)$	$(K_{\theta_x, \theta_x})_G = (K_{\theta_x, \theta_x})_Y \left[ 1 + 1.26\eta (1 + \eta\sqrt{\kappa}) \right]$
$(K_{\theta_y, \theta_y})_Y = \frac{3.72GL^3}{1-\nu} \kappa^{0.6}$	$(K_{\theta_y, \theta_y})_G = (K_{\theta_y, \theta_y})_Y \left[ 1 + 0.92\eta^{0.6} (1.5 + \kappa^{-0.6}) \right]$
$(K_{\theta_z, \theta_z})_Y = 1.24GL^3 (\kappa + \kappa^3)^{0.75} \left[ 4 + 11(1 - \kappa)^{10} \right]$	$(K_{\theta_z, \theta_z})_G = (K_{\theta_z, \theta_z})_Y \left[ 1 + 1.4(1 + \kappa)\eta^{0.9} \right]$
<p style="text-align: center;">—</p>	$(K_{x, \theta_y})_G = (K_{\theta_y, x})_G \cong \frac{D}{3} (K_{x,x})_G ; (K_{y, \theta_x})_G = (K_{\theta_x, y})_G \cong \frac{D}{3} (K_{y,y})_G$

## BÖLÜM 8 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA STANDART KÖPRÜ TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ TASARIMINA İLİŞKİN KURALLAR

Standart köprülerin taşıyıcı sistem elemanlarının tasarımı bağlamında, diğer yük ve etkilerin gerektirdiği kurallara ek olarak deprem etkisi gereği uyulması gereken kurallar bu bölümde belirtilmiştir.

### 8.1. MALZEME KOŞULLARI

**8.1.1** – Köprülerde kullanılacak betonarme betonu kalitesi en az C35, öngerilmeli beton kalitesi ise en az C45 olacaktır.

**8.1.2** – DTS = 1,2,3 olan köprülerde kullanılacak donatı çeliği kalitesi TS 708’de tanımlanan B420C veya B500C olacaktır. TS 708’de tanımlanan S420 çeliği sadece DTS = 4 olan köprülerde kullanılabilir.

### 8.2. KESİT HESAPLARINA İLİŞKİN GENEL KURALLAR

**8.2.1** – Birinci aşama tasarımda kesit hesapları kapsamında eğilme ve kesme için *tasarım dayanımları* aşağıdaki şekilde elde edilecektir.

(a) TS 500 yaklaşımı kullanılması durumunda betonun tasarım basınç dayanımı  $f_{cd} = f_{ck} / 1.5$ , donatı çeliğinin tasarım akma dayanımı ise  $f_{yd} = f_{yk} / 1.15$  alınarak kesit tasarım dayanımları hesaplanacaktır.

(b) ACI/ AASHTO yaklaşımı kullanılması durumunda betonun basınç dayanımı için  $f_c' = f_{ck}$  ve donatı çeliğinin nominal akma dayanımı için  $f_y = f_{yk}$  alınarak hesaplanan nominal kesit dayanımları, eğilme + eksenel kuvvet için  $\phi = 0.75 \sim 0.90$ , kesme kuvveti için  $\phi = 0.90$  olarak tanımlanan dayanım azaltma katsayıları ile çarpılarak kesit tasarım dayanımları elde edilecektir.

**8.2.2** – İkinci aşama tasarımda eğilme + eksenel kuvvet durumu için **5.4.1.5**'te tanımlanan *ortalama (beklenen) dayanımlar*, kesme kuvveti için **8.2.1**'e göre hesaplanan *tasarım dayanımları* kullanılacaktır.

**8.2.3** – Mevcut köprülerin birinci ve ikinci aşama performans değerlendirmelerinde **9.1.1**'de tanımlanan *mevcut dayanımlar* kullanılacaktır.

### 8.3. KOLONLAR İÇİN DONATI KOŞULLARI

#### 8.3.1. Kolonlar İçin Boyuna Donatı Koşulları

**8.3.1.1** – Köprü kolonlarında ve perde ayaklarda minimum boyuna donatı oranı **Denk.(8.1)** ile tanımlanmıştır:

(a) Kolonlarda:

$$A_s \geq 0.01 A_c \quad (8.1a)$$

(b) Perde ayaklarda:

$$A_s \geq 0.005 A_c \quad (8.1b)$$



**8.3.1.2** – Köprü kolonlarında maximum boyuna donatı oranı **Denk.(8.2)** ile tanımlanmıştır:

$$A_s \leq 0.04 A_c \quad (8.2)$$

### 8.3.2. Kolonlar İçin Enine Donatı Koşulları

**8.3.2.1** – Kolonlarda *plastik mafsal etki bölgesi* boyunca ve bölgenin dışında uygulanacak minimum enine donatı koşulları aşağıda verilmiştir. *Plastik mafsal etki bölgesi*'nin uzunluğu, maksimum kesit boyutunun 1.5 katının ve **Denk.(5.3)** ile tanımlanan *plastik mafsal boyu*'nun büyüğü olarak alınacaktır.

**8.3.2.2** – KÖS = 1,2 ve DTS = 1,2 olan köprülerde plastik mafsal etki bölgesi boyunca kullanılacak minimum enine donatı koşulları aşağıda verilmiştir:

(a) Dairesel kolonlarda minimum enine donatı hacimsel oranı:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D_o s} \geq 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (8.3)$$

(b) Dikdörtgen kolonlarda minimum enine donatı miktarı

$$\frac{A_{swx}}{h_o s} \geq 0.30 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \quad ; \quad \frac{A_{swy}}{b_o s} \geq 0.30 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \quad (8.4)$$

Bu bağıntıda  $A_c / A_{ck}$  oranı 1.4'ten büyük alınmayacaktır.

**8.3.2.3** – KÖS = 1,2 ve DTS = 3 olan köprülerde plastik mafsal etki bölgesi boyunca kullanılacak minimum enine donatı miktarı **8.3.2.2**'de verilenlerin 2/3'ü kadar olacaktır.

**8.3.2.4** – KÖS = 1,2 ve DTS = 1,2,3 olan köprülerde plastik mafsal etki bölgesi dışında kullanılacak minimum enine donatı miktarı, plastik mafsal etki bölgesi boyunca kullanılacak minimum enine donatının yarısı kadar olacaktır.

**8.3.2.5** – KÖS = 3 olan tüm köprüler ile KÖS = 1,2 ve DTS = 4 olan köprülerde tüm kolon boyunca kullanılacak minimum enine donatı miktarı **8.3.2.2**'de verilenlerin 1/3'ü kadar olacaktır.

**8.3.2.6** – Plastik mafsal etki bölgesi boyunca enine donatı aralıkları, minimum enkesit boyutunun 1/4'ünden, boyuna donatı çapının 6 katından ve 10 cm'den fazla; maksimum agrega çapının 1.33 katından, enine donatı çapından ve 2.5 cm'den az olmayacaktır.

**8.3.2.7** – Plastik mafsal etki bölgesi dışında enine donatı aralıkları, boyuna donatı çapının 6 katından ve 15 cm'den fazla olmayacaktır.

**8.3.2.8** – Plastik mafsal etki bölgesine konulan enine donatı alt ve üstteki komşu elemanlarda en az maksimum kolon boyutunun yarısı ve 40 cm. kadar devam ettirilecektir.

**8.3.2.9** – Perde ayaklarda enine donatı oranı 0.0025'tan az olmayacaktır.

## 8.4. ORTA AYAK TEMELLERİNİN TASARIMINA İLİŞKİN KURALLAR

Orta ayak temellerinin tasarımı için aşağıda verilen kurallar hem birinci aşamada, hem de ikinci aşamada aynen uygulanacak ve elverişsiz olan tasarım esas alınacaktır.

### 8.4.1. Temel Tasarımında Esas Alınacak Kuvvetler

**8.4.1.1** – Birinci aşamada temel tasarımı esas alınacak kuvvetler, **4.5.4.1**'e göre **Denk(4.8)**'de verilen değerlendirme kriterini sağlayan kuvvetlerdir.

**8.4.1.2** – İkinci aşamada temel tasarımı esas alınacak kuvvetler, **Bölüm 5**'e göre yapılan doğrusal olmayan değerlendirme kapsamında plastik şekildeğiştirmelerle uyumlu olarak temele aktarılan kuvvetlerdir.

### 8.4.2. Temellerin Geoteknik Tasarımında Taşıma Gücü İlkesi

**8.4.2.1** – Bu yönetmelikte, yüzeysel ve derin temellerin geoteknik tasarımı için *taşıma gücü ilkesi* esas alınmıştır. Temel zeminin, olası göçme mekanizmalarına karşı gelen *tasarım taşıma gücü*'nün yeterliliği **Denk.(8.5)**'te verilen genel ifade ile sağlanacaktır:

$$E_t \leq R_t \quad (8.5)$$

Burada  $E_t$  statik ve depremi içeren yükleme durumları için yük katsayıları ile çarpılmış yüklere karşı gelen *tasarım etkileri*'ni,  $R_t$  ise ilgili göçme mekanizmasına karşı gelen *tasarım dayanımı*'ni ifade etmektedir.

**8.4.2.2** – Tasarıma esas eksenel kuvvet ve eğilme momenti, temel tabanında düşey doğrultudaki *temel taşıma gücü* ile karşılanacaktır.

**8.4.2.3** – Tasarıma esas yatay kesme kuvveti, zemin ile temel tabanı arası *sürtünme direnci* ile birlikte temel yan yüzünde oluşan *pasif toprak basıncı*'nın en çok %30'u dikkate alınarak karşılanacaktır.

**8.4.2.4** – Statik ve depremi içeren yükleme durumlarına ilişkin *tasarım dayanımı*  $R_t$ , *karakteristik dayanım*  $R_k$ 'nin *dayanım katsayısı*  $\gamma_R$ 'ye bölünmesi ile bulunacaktır.

$$R_t = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (8.6)$$

*Dayanım katsayısı*'nın değerleri temel türüne ve hesaplanan dayanım bileşenine göre **Tablo 8.1** ve **Tablo 8.3**'te verilmiştir.

**8.4.2.5** – Depremde aşırı boşluk suyu basıncı artışı meydana gelebilecek zeminlerde, toplam gerilme analizlerinde drenajsız kayma dayanımı üzerinde olası etkiler, efektif gerilme analizlerinde ise boşluk suyu basıncı dikkate alınmalıdır.

### 8.4.3. Yüzeysel ve Zemine Kısmen Gömülü Temeller

**8.4.3.1** – **Denk.(8.6)**'da tanımlanan dayanım katsayısı  $\gamma_R$ , yüzeysel ve zemine kısmen gömülü temeller için dayanımın türüne bağlı olarak **Tablo 8.1**'de verilmiştir.

**Tablo 8.1. Yüzeysel ve Zemine Kısmen Gömülü Temeller İçin Dayanım Katsayıları**

Dayanımın Türü	Dayanım Katsayısı Simgesi	Dayanım Katsayısı Değeri
Temel Taşıma Gücü	$\gamma_{Rv}$	1.4
Sürtünme Direnci	$\gamma_{Rh}$	1.1
Pasif Direnç	$\gamma_{Rp}$	1.4

**8.4.3.2** – Statik ve deprem etkisini içeren yüklenme durumlarının her birinde **Denk.(8.7)**'de verilen eşitsizlik sağlanacaktır:

$$q_o \leq q_t \quad (8.7)$$

Burada  $q_o$  temel seviyesinde etkiyen düşey yük, kesme ve moment etkilerinin oluşturduğu temel taban basıncıdır.  $q_t$  ise tasarım dayanımı  $R_t$  'nin temel taşıma gücüne ilişkin karşılığıdır ve **Denk.(8.8)** ile tanımlanır:

$$q_t = \frac{q_k}{\gamma_{Rv}} \quad (8.8)$$

**8.4.3.3** – Temel taşıma gücüne ilişkin *karakteristik dayanım*  $q_k$  **Denk.(8.9)** ile hesaplanacaktır.

$$q_k = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B'N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (8.9a)$$

**Denk.(8.9a)**'da yer alan taşıma gücü katsayıları **Denk.(8.9b)**'de tanımlanmıştır:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi'/2) \quad ; \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad ; \quad N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' \quad (8.9b)$$

**Denk.(8.9a)**'da boyutsuz *düzeltilme katsayıları* olarak yer alan *temel şekli katsayıları*  $s_c, s_q, s_\gamma$ ; *derinlik katsayıları*  $d_c, d_q, d_\gamma$ ; *yüklenme eğikliği katsayıları*  $i_c, i_q, i_\gamma$ ; *temel zemini eğimi katsayıları*  $g_c, g_q, g_\gamma$  ve *temel taban eğimi katsayıları*  $b_c, b_q, b_\gamma$  literatüre dayanan ve genel kabul görmüş bağıntılar kullanılarak hesaplanacaktır.

**8.4.3.4** – Temel etkili derinliği içinde, temel zemininde değişken özellikte tabakaların ve/veya süreksizliklerin bulunması durumu taşıma gücü hesabında dikkate alınacaktır.

**8.4.3.5** – Temel altındaki yerdeğiştirmeler izin verilebilir sınırlar içinde kalacaktır. Bu bağlamda deprem etkisinde yumuşak killer ve suya doygun gevşek-orta sıkı kohezyonsuz zeminlerde, çevrimsel yüklemeler altında boşluk suyu basıncı artışları ile, olası dayanım ve rijitlik kaybı dikkate alınarak temel altı yerdeğiştirmeleri genel kabul gören geoteknik mühendisliği yaklaşımları ile hesaplanacaktır.

**8.4.3.6** – Yatayda kayma ile ilgili olarak statik ve depremi içeren yüklenme durumlarının her birinde **Denk.(8.10)**'da verilen eşitsizlik sağlanacaktır:

$$V_{th} \leq R_{th} + 0.3R_{pt} \quad (8.10)$$

Burada  $V_{th}$  temel tabanında etkiyen *tasarım yatay kuvveti*'ni,  $R_{th}$  *tasarım sürtünme direnci*'ni,  $R_{pt}$  ise *tasarım pasif direnci*'ni göstermektedir.

**8.4.3.7** – *Tasarım sürtünme direnci*  $R_{th}$  drenajlı durumda **Denk.(8.11)** ile hesaplanabilir:

$$R_{th} = \frac{P_{tv} \tan \delta}{\gamma_{Rh}} \quad (8.11)$$

Burada,  $P_{tv}$  temel tabanına etkiyen tasarım düşey basınç kuvvetini,  $\delta$  ise temel tabanı ile zemin arasındaki sürtünme açısını göstermektedir.

**8.4.3.8** – Sürtünme katsayısı  $\tan \delta$ , saha deneyleri ile aksi belirlenmedikçe, **Tablo 8.2**'de verilen değerlerden daha büyük alınmayacaktır.

**Tablo 8.2. Yüzeysel Temeller ile Zemin Arasındaki Sürtünme Katsayısı**

Sürtünme Ara Yüzeyi	$\tan \delta$
Yerinde Dökme Beton – Sıkıştırılmış Temel Taban Zemini	0.6
Önüretimli Beton – Sıkıştırılmış Temel Taban Zemini	0.4
Yerinde Dökme Beton – Beton	0.5
Beton – Taban Kayası	0.5

**8.4.3.9** – *Tasarım sürtünme direnci*  $R_{th}$  kohezyonlu zeminlerde (drenajsız durumda) **Denk.(8.12)** ile hesaplanabilir.

$$R_{th} = \frac{A_c c_u}{\gamma_{Rh}} \quad (8.12)$$

Burada,  $A_c$  temel altında basınç gerilmelerinin oluştuğu toplam alanı ifade etmektedir.

**8.4.3.10** – *Tasarım pasif direnci*  $R_{pt}$ , *karakteristik pasif direnç*  $R_{pk}$  'nın *dayanım katsayısı*'na bölünmesi ile hesaplanacaktır:

$$R_{pt} = \frac{R_{pk}}{\gamma_{Rp}} \quad (8.13)$$

**8.4.3.11** – Yeraltı su seviyesi altındaki temellerde, depremde tasarım sürtünme direnci zeminin drenajsız kayma dayanımı esas alınarak hesaplanacaktır.

#### **8.4.4. Kazıklı Temeller**

**8.4.4.1** – Kazıklı temellerin taşıma gücü hesabında aşağıdaki yaklaşımlardan biri uygulanabilir. Taşıma gücü;

- (a) Statik yükleme deney sonuçlarından elde edilen veriler kullanılarak hesaplanabilir.
- (b) Zemin araştırmalarından elde edilen zemin özellikleri kullanılarak hesaplanabilir.
- (c) Statik yükleme deneyleri ile geçerliliği sağlanmış dinamik yükleme deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak hesaplanabilir.

**8.4.4.2** – Kazıklı temellerin düşey taşıma gücü hesabında, zemin araştırmaları ve yükleme deneyleri sonuçlarından elde edilen zemin özellikleri kullanılarak hesaplanacak çevre

sürtünmesi  $Q_s$  ve uç direnci  $Q_u$  'nun hesabında **Tablo 8.3**'te verilen dayanım katsayıları  $\gamma_R$  uygulanacaktır.

**8.4.4.3** – **Tablo 8.3**'te kazık yükleme deneyi yapılması durumu için verilen dayanım katsayısı değerleri, her ayak altında en az bir adet yükleme deneyi yapılması durumunda kullanılabilir. Daha fazla deney yapılması halinde, bölgesel deneyimlerin ışığında dayanım katsayılarında en fazla 0.10 kadar azaltma yapılabilir.

**8.4.4.4** – Statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumlarının her birinde **Denk.(8.14)**'deki eşitsizlik sağlanacaktır:

$$P_{tv} \leq Q_{tv} \quad (8.14)$$

Burada  $P_{tv}$  kazığa etkiyen düşey tasarım kuvvetidir.  $Q_{tv}$  ise kazığın düşey tasarım dayanımını göstermektedir ve **Denk.(8.15a)** veya **Denk.(8.15b)** ile tanımlanır:

$$Q_{tv} = \frac{Q_{ks}}{\gamma_{Rs}} + \frac{Q_{ku}}{\gamma_{Ru}} \quad (8.15a)$$

veya

$$Q_{tv} = \frac{Q_{ktv}}{\gamma_{Rt}} \quad (8.15b)$$

Burada  $Q_{ks}$  ve  $Q_{ku}$  kazığın karakteristik çevre sürtünmesi direncini ve karakteristik uç direncini,  $Q_{ktv}$  ise karakteristik toplam kazık taşıma gücünü göstermektedir.

**Tablo 8.3. Kazıklı Temeller İçin Dayanım Katsayıları**

Dayanımın Türü	Dayanım Katsayısı Simgesi	Dayanım Katsayısı Değeri	
		Kazık yükleme deneyi yapılmamış ise	Kazık yükleme deneyi yapılmış ise
Çevre sürtünmesi (basınç)	$\gamma_{Rsb}$	1.5	1.3
Çevre sürtünmesi (çekme)	$\gamma_{Rsc}$	1.6	1.4
Uç direnci	$\gamma_{Ru}$	2.0	1.5
Toplam taşıma gücü (basınç)	$\gamma_{Rt}$	—	1.4

**8.4.4.5** – Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde birim çevre ve birim uç dirençleri literatüre dayanan ve genel kabul görmüş bağıntılar kullanılarak hesaplanabilir. Taşıma gücü hesabında kazık imalat yönteminin etkisi dikkate alınmalıdır.

**8.4.4.6** – Grup davranışı gösterecek kazıklı temelerde taşıma gücü; grup içinde bulunan her bir kazığın toplam taşıma gücü ile kazıklar ve arasında kalan zeminden oluşan bloğun taşıma gücü değerlerinin küçük olanı olarak seçilecektir.

**8.4.4.7** –  $KÖS = 1,2$  ve  $DTS = 1,2$  olan köprülerin kazıklı temellerinde, en az iki adet statik yükleme deneyi yapılarak tasarım kabullerinin yerinde doğrulandığı kanıtlanacaktır.

**8.4.4.8** – Statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumlarının her birinde **Denk.(8.16)**'da verilen eşitsizlik sağlanacaktır:

$$P_{ty} \leq Q_{ty} \quad (8.16)$$

Burada  $P_{ty}$  kazığa etkiyen yanal tasarım kuvvetidir.  $Q_{ty}$  ise kazığın yanal tasarım dayanımını göstermektedir.

## 8.5. KAZIKLARIN YAPISAL TASARIMINA İLİŞKİN KOŞULLAR

**8.5.1** – Deprem etkisi altındaki köprü temellerinde eğik kazıklara izin verilmez.

**8.5.2** – Betonarme ve öngerilmeli betonarme kazıkların minimum çapı 40 cm olacaktır.

**8.5.3** – Betonarme kazıklarda boyuna donatı kazık boyunca devam ettirilecektir. Kazık başlığının altındaki kazık boyunun üstten 2/3'ünde boyuna donatı oranı  $DTS = 1,2$  olan köprülerde 0.01'den,  $DTS = 3,4$  olan köprülerde ise 0.008'den az olmayacaktır.

**8.5.4** – Kazıklarda *plastik mafsal etki bölgesi* boyunca ve bölgenin dışında uygulanacak minimum enine donatı koşulları, kolonlar için **8.3.2.2 – 8.3.2.7**'de tanımlandığı gibi olacaktır. *Plastik mafsal etki bölgesi*'nin uzunluğu, kazık çapının 1.5 katının ve kazık başlığı bağlantısı için **7.2.4.2**'de veya zemin içinde **7.2.4.3**'te tanımlanan *plastik mafsal boyu*'nun büyüğü olarak alınacaktır.

**8.5.5** – Çelik boru kazıkların et kalınlıkları  $DTS = 1,2$  olan köprülerde  $D / t \leq 60$ ,  $DTS = 3,4$  olan köprülerde ise  $D / t \leq 80$  koşulunu sağlayacaktır. Burada  $D$  boru kazık çapını,  $t$  ise et kalınlığını göstermektedir.

**8.5.6** – Çelik kazıkların betonarme temele (kazık başlığına) monolitik bağlantıları, kazıkların tepesinde en az iki kazık çapı derinliğinde düzenlenecek betonarme tıplar ile yapılacaktır. Tıpalardaki boyuna donatı, kazık tepesinde hesaplanan eğilme momenti ve eksenel kuvveti betonarme kesit olarak aktaracak şekilde düzenlenecektir. Tıpa yüksekliği boyunca **8.5.4**'te plastik mafsal etki bölgesi için tanımlanan miktarda spiral enine donatı kullanılacaktır. Kazık eksenel kuvvetinin tıpadan çelik kazık kesitinde güvenle aktarıldığı hesapla gösterilecek, gerekirse bu amaçla kesme bağlantı elemanları kullanılacaktır.

## 8.6. KENAR AYAKLAR İÇİN TASARIM KURALLARI

**8.6.1** – Kenar ayaklar, tabliyeden aktarılan kuvvetler, kendilerine etkiyen eylemsizlik kuvvetleri ile ön duvara ve kanat duvarlarına etkiyen zemin ve su basınçları gözönüne alınarak tasarımı yapılan köprü taşıyıcı sistem elemanlarıdır.

**8.6.2** – Eylemsizlik kuvvetleri, kazıklı kenar ayaklarda enine doğrultuda **5C.2**'ye göre yapılan *kenar ayak itme hesabı*'ndan, diğer durumlarda ise **6.10**'da **Denk.(6.7)** ile tanımlanan yatay *statik-eşdeğer deprem katsayısı* ile kenarayak duvar ve arka dolgu kütlelerinin çarpımından elde edilecektir.

**8.6.3** – Kenarayak ön duvarı ile kanat duvarlarına etkiyen statik-eşdeğer zemin ve su basınçlarına **6.10**'da tanımlanmıştır. Düşey deprem etkisi **4.2.1.3** ve **5.2.2**'de belirtilen köprüler için gözönüne alınacaktır.

**8.6.4** – Tabliyeden enine doğrultuda aktarılan kuvvetler, yüzeysel temel durumunda temelin sürtünme kapasitesini, kazıklı temel durumunda ise kazıkların toplam kesme kapasitesini aşmayacaktır.

**8.6.5** – Kenar ayaklarda devrilmeye göre güvenlik katsayısı, birinci aşamada 1.3, ikinci aşamada ise 1.5 olarak alınacaktır. Yüzeysel ve zemine kısmen gömülü temellerde zemin taşıma gücünün aşılması ve yatayda kaymaya karşı tahkikler **8.4.3**'e göre yapılacaktır.

**8.6.6** – KÖS = 1,2 ve DTS = 1,2 olan köprülerde zorunlu olmak üzere, boyuna doğrultuda kenar ayakların deprem etkisi altında toptan göçmeye karşı duraylılıkları, birinci aşamada **6.11.2**'de, ikinci aşamada ise **6.11.3**'te verilen yöntemler ve kriterlere göre yapılacaktır. Düşey deprem etkisi **4.2.1.3** ve **5.2.2**'de belirtilen köprüler için gözönüne alınacaktır.

## 8.7. KESME TAKOZLARI İÇİN KESME KUVVETİ KAPASİTESİ

**8.7.1** – Orta ayak ve kenar ayaklarda tabliyenin enine doğrultudaki hareketini sınırlamak amacı ile kullanılan kesme takozlarının kesme kuvvet kapasitesi  $V_n$ , kesme sürtünmesi esasına göre **Denk.(8.17)** ile hesaplanabilir.

$$V_n = c_t A_{ct} + \mu_t A_{st} f_y \quad (8.17)$$

Burada  $A_{ct}$  kesme takozunun arayüz alanını,  $c_t$  ve  $\mu_t$  arayüz kohezyon ve sürtünme katsayılarını,  $A_{st}$  takoz donatısının alanını,  $f_y$  ise donatının akma dayanımını göstermektedir.  $f_y$  olarak birinci aşamada tasarım dayanımı  $f_{yd}$ , ikinci aşamada ise ortalama (beklenen) dayanım  $f_{ye}$  kullanılacaktır. Arayüz kohezyon katsayısı  $c$ , yağdan arındırılarak temizlenmiş, en az 6 mm'lik pürüzlerle pürüzlendirilmiş alt beton için  $c_t = 2$  MPa alınabilir. Arayüz sürtünme katsayısı ise  $\mu_t = 1$  alınacaktır.

**8.7.2** – Kesme takozunun yüksekliğinin fazla olması halinde kesme kuvveti kapasitesi, takozun tabanındaki eğilme momenti kapasitesine göre de değerlendirilecektir.

## 8.8. MİNİMUM OTURMA UZUNLUĞU

Kenar ayaklarda veya orta ayaklardaki derzlerde tabliye için minimum oturma uzunluğu  $L_u$  [mm] **Denk.(8.18)**'de verilmiştir.

$$L_u = 100 + 1.65 \Delta_r \quad (8.18)$$

Burada  $\Delta_r$  [mm], sıcaklık değişmesi ve ikinci aşama deprem hesabından derzde elde edilen görelî açılmayı göstermektedir.

## BÖLÜM 9 – DEPREM ETKİSİ ALTINDA MEVCUT STANDART KÖPRÜLERİN PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ VE GÜÇLENDİRME TASARIMINA İLİŞKİN GENEL KURALLAR

Mevcut standart köprülerin deprem etkisi altında performanslarının değerlendirilmesi ve güçlendirme tasarımına ilişkin genel kurallar bu bölümde verilmiştir. Mevcut köprüler için de, yeni yapılacak köprülerde olduğu gibi, iki aşamalı değerlendirme ve tasarım yaklaşımı esas alınacaktır.

### 9.1. MEVCUT STANDART KÖPRÜLERİN DEPREM ETKİSİ ALTINDA PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİNE İLİŞKİN GENEL KURALLAR

#### 9.1.1. Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi

**9.1.1.1** – Köprü taşıyıcı sistemini oluşturan kolonlar, perde ayaklar, başlık kirişleri, orta ayak temelleri, kenar ayaklardan deprem performansının yetersiz olabileceği öngörülenlerden TS EN 12504-1’de belirtilen koşullara uygun şekilde beton örnekleri alınacaktır.

**9.1.1.2** – Her orta ayaktan, her perde ayaktan, her orta ayak temelinden, her başlık kirişinden en az üçer olmak üzere toplam en az dokuzar beton örneği alınacaktır.

**9.1.1.3** – Uzunluğu ve anma çapı birbirine eşit ve 100 mm olan karotların deneye tabi tutulmasıyla bulunan dayanım değerleri, herhangi bir katsayı uygulanmaksızın *mevcut beton dayanımının* belirlenmesinde kullanılabilir. Farklı uzunluk/çap oranlarına sahip karotlardan elde edilen deney sonuçlarının dönüştürülmesinde, uygun dönüştürme katsayıları esas alınmalıdır. Elemanların kapasitelerinin hesaplanmasında, örneklerden elde edilen (ortalama eksi standart sapma) değeri ile (0.85 çarpı ortalama) değeri arasından büyük olanı *mevcut beton dayanımı* ( $f_{cm}$ ) olarak alınacaktır. Bir grup beton örneğine ait deney sonuçları arasında en küçük değer ile geriye kalan sonuçların ortalaması arasındaki farkın değerlendirilmesi ile en küçük değer istatistiki olarak sapan bir sonuç olup olmadığı kontrol edilecektir. Bu amaçla, gruptaki numune sonuçlarının değerlendirilmesinde, en düşük tek değer, geriye kalan diğer sonuçların ortalamasının %75’inden daha düşük ise bu numune değerlendirmeye alınmaz. Beton dayanımının köprüdeki dağılımı, beton örnekleri deney sonuçları ile uyarlanmış beton çekici okumaları veya benzeri hasarsız inceleme araçları ile kontrol edilebilir.

**9.1.1.4** – Donatı sınıfı, beton örtüsü sıyrılan yüzeylerde yapılan inceleme ile tespit edilecektir. Her sınıftaki çelik için (S220, S420, vb.) birer adet örnek alınarak deney yapılacak, çeliğin akma gerilmesi, kopma dayanımı ve şekildeğiştirme özellikleri belirlenerek projeye uygunluğu saptanacaktır. Projesine uygun ise, eleman kapasite hesaplarında projede kullanılan çeliğin karakteristik akma gerilmesi *mevcut çelik akma dayanımı* ( $f_{ym}$ ) olarak alınacaktır. Uygun değil ise en az üç adet örnek daha alınarak deney yapılacak, elde edilen en elverişsiz akma gerilmesi eleman kapasite hesaplarında *mevcut çelik akma dayanımı* ( $f_{ym}$ ) olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır. Beton örtüsü sıyrılmayan yüzeylerde boyuna ve enine donatı miktarları yeteri kadar kesitte özel aygıtlarla belirlenecek ve proje çizimleri ile karşılaştırılacaktır.



## 9.1.2. Deprem Etkisi Altında Mevcut Standart Köprüler İçin Birinci Aşama Performans Değerlendirmesi

**9.1.2.1** – Mevcut köprülerin birinci aşama performans değerlendirilmesi ve gereği durumunda güçlendirme tasarımı, yeni yapılacak köprülerden farklı olarak **Bölüm 5**'te tanımlanan *şekildeğiştirmeye göre değerlendirme* yaklaşımı ile yapılacaktır.

**9.1.2.2** – Mevcut köprülerin birinci aşama performans değerlendirmesinde ve gereği durumunda güçlendirme tasarımında, **Bölüm 3**'te birinci aşama için tanımlanan DD-2a ve DD-3 deprem düzeyleri aynen uygulanacak, ancak performans hedefi olarak yeni yapılacak köprüler için kullanılan *Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Hedefi* yerine *Sınırlı Hasar (SH) Performans Hedefi* esas alınacaktır.

**9.1.2.3** – Mevcut köprülerin birinci aşama performans değerlendirmesinde;

(a) **Bölüm 5**'te tanımlanan modelleme kuralları ile hesap yöntemleri aynen uygulanacaktır.

(b) Yeni yapılacak köprüler için **5.4.1.5**'te tanımlanan *beklenen (ortalama)* malzeme dayanımları yerine mevcut köprüler için **9.1.1**'de tanımlanan *mevcut dayanımlar* kullanılacaktır.

(c) Yeni yapılacak köprüler için **5.6.1**'de tanımlanan birim *şekildeğiştirme* kapasiteleri yerine birinci aşamada mevcut köprülerde *Sınırlı Hasar (SH) Performans Hedefi* için aşağıda verilen beton ve donatı çeliği birim *şekildeğiştirme* kapasiteleri kullanılacaktır.

$$\varepsilon_c^{(SH)} = 0.004 \quad ; \quad \varepsilon_s^{(SH)} = 0.015 \quad (9.1)$$

(d) Yeni yapılacak köprüler için **5.6.2**'de tanımlanan plastik dönme kapasiteleri yerine birinci aşamada mevcut köprülerde *Sınırlı Hasar (SH) Performans Hedefi* için plastik dönme kapasitesi aşağıdaki şekilde tanımlanacaktır.

$$\theta_p^{(SH)} = (\phi^{(SH)} - \phi_Y) L_p \quad (9.2)$$

Burada  $\phi^{(SH)}$ , mevcut boyuna ve enine donatı miktarları ve mevcut dayanımlar ile **Denk.(9.1)**'de verilen birim *şekildeğiştirme* kapasiteleri esas alınarak hesaplanan eğriliği göstermektedir. **5.6.3**'te tanımlanan plastik dönme – eksenel kuvvet diyagramları da **Denk.(9.2)**'ye göre düzenlenecektir.

(e) Yeni yapılacak köprüler için **5.6.4**'te tanımlanan kurallar birinci aşamada mevcut köprüler için uygulanmayacaktır.

(f) Yeni yapılacak köprüler için **5.6.5**'te tanımlanan kesme kuvveti kapasiteleri, mevcut boyuna ve enine donatı miktarları ve mevcut dayanımlar gözönüne alınarak hesaplanacaktır.

(g) Kenar ayaklarda zemin basınçları için **6.10.1.1** ve **6.11.2.2**'de tanımlanan *r* katsayısı ile **8.6.5**'te tanımlanan devrilmeye karşı güvenlik katsayısı ve **6.11**'de tanımlanan toptan göçmeye karşı güvenlik katsayısı %50 arttırılabilir.

### 9.1.3. Deprem Etkisi Altında Mevcut Standart Köprüler İçin İkinci Aşama Performans Değerlendirmesi

9.1.3.1 – Yeni yapılacak köprüler için **Bölüm 5**'te tanımlanan ikinci aşama deprem düzeyleri, modelleme kuralları, hesap yöntemleri ve performans değerlendirme kriterleri mevcut köprüler için de aynen geçerlidir.

9.1.3.2 – **Bölüm 3**'te **3.6.2**'ye göre  $KÖS = 2$  olan köprüler için kullanılması öngörülen *Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Hedefi*, KGM veya TCDD'nin onayı ile, ikinci aşamada  $KÖS = 1$  olan mevcut köprüler için de kullanılabilir.

9.1.3.3 – **5.6**'da tanımlanan beton birim şekildeğiştirme kapasitesinin kullanılabilmesi için **5.6.1(c)**'de belirtilen koşulun sağlanması zorunludur. Aksi durumda, gerek kontrollü hasar, gerekse göçmenin önlenmesi performans hedefleri için beton birim şekildeğiştirme kapasitesi  $\epsilon_c^{(KH)} = \epsilon_c^{(GÖ)} = 0.005$  alınacaktır.

9.1.3.4 – Birinci aşama performans değerlendirme için **9.1.2.3(g)**'de verilen kural ikinci aşama için de geçerlidir.

## 9.2. MEVCUT STANDART KÖPRÜLERİN DEPREM ETKİSİ ALTINDA GÜÇLENDİRİLMESİNE İLİŞKİN GENEL KURALLAR

Deprem yalıtımı dışında, mevcut köprülerin güçlendirilmesi için uygulanan güçlendirme yöntemleri büyük ölçüde, aşağıda açıklandığı üzere, kolonlar ile yüzeysel ve kazıklı temeller için standardize edilmiştir. Diğer köprü taşıyıcı sistem elemanları için güçlendirme çözümleri köprü özelinde değerlendirilecektir.

### 9.2.1. Kolonların Mantolanması

Kolonlar için en yaygın uygulanan güçlendirme yöntemi *mantolama*'dır. Bu yöntem *sargı mantosu* ve *dayanım arttırma mantosu* olarak iki farklı amaçla kullanılır.

9.2.1.1 – *Sargı mantosu*: Sargı mantosunda amaç, plastik mafsallardaki sünekliğin artırılmasıdır. Sargı mantoları, çelik sargı mantosu, betonarme sargı mantosu ve lifli polimer sargı mantosu olarak yapılabilir. Aşağıda çelik ve betonarme sargı mantolarına ilişkin kuralları verilmiştir.

9.2.1.2 – Çelik ve betonarme sargı mantosunda mevcut plastik mafsalların komşu olduğu elemanlarla (üstte başlık kirişi, altta temel) mantonun üstteki ve/veya alttaki uçları arasında yaklaşık olarak  $b_m = 50$  mm'lik bir boşluk bırakılarak plastik mafsal momentinin aşırı arttırılmaması ve prensip olarak sadece sünekliğin ve kesme kuvveti kapasitesinin artırılması amacı sağlanır.

9.2.1.3 – *Çelik sargı mantosu*:

(a) Çelik sargı mantosunun en etkin olduğu kolon, betonarme dairesel kesitli kolondur. Mevcut dikdörtgen kesitli betonarme kolonda çelik manto kesiti eliptik veya dairesel olmalıdır.

(b) Dairesel çelik sargı mantosunda, mevcut betonarme dairese kolonla arasında yaklaşık olarak 25 mm boşluk bırakılarak manto yapılır, boşluk yıkanarak temizlendikten sonra çimento şerbeti enjekte edilerek doldurulur.

#### 9.2.1.4 – Dairesel kesitli kolonda sargı mantosu et kalınlığının belirlenmesi:

(a) Gözönüne alınan bir orta ayak için belirli bir manto et kalınlığı ( $t_m$ ) seçilerek **EK 5B**'ye göre moment-eğrilik analizi yapılır. Bu analizde manto, hacimsel donatı oranı  $\rho_s = 4 t_m / D$  olan sürekli bir enine sargı donatısı olarak gözönüne alınır. Etkin akma momenti ve etkin eğilme rijitliği bu analizden elde edilir.

(b) Köprü deprem hesabı sonucunda ilgili orta ayağın taban kesitindeki plastik dönme talebi  $\theta_{pm}$  hesaplanır ve daha sonra *mantolu kesitin plastik mafsal boyu*  $L_{pm}$ 'ye bölünerek plastik eğrilik talebi  $\phi_{pm}$  elde edilir:

$$\phi_{pm} = \frac{\theta_{pm}}{L_{pm}} \quad ; \quad L_{pm} = b_m + 0.044 f_{ye} d_{bl} \quad (9.3)$$

(c) Plastik eğrilik talebi  $\phi_{pm}$ 'e **EK 5B**'ye göre hesaplanan etkin akma eğriliği  $\phi_Y$  eklenerek toplam eğrilik talebi  $\phi_{tm}$  hesaplanır. Tekrar moment-eğrilik analizine dönülerek toplam eğrilik talebi  $\phi_{tm}$ 'e karşı gelen beton birim şekildeğiştirme talebi  $\varepsilon_{cm}$  elde edilir.

(d) Beton birim şekildeğiştirme talebi  $\varepsilon_{cm}$ , **5.6.1.1**'de dairese kesit için **Denk.(5.4b)** ile verilen birim şekildeğiştirme kapasitesi  $\varepsilon_{cu}$ 'ya eşitlenerek ve **Denk.(5.5)**'den yararlanılarak *gerekli hacimsel enine donatı oranı*  $\rho_s$  aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$\rho_s = \frac{f_{ce}}{k_e f_{ywe}} \left( \frac{\varepsilon_{cm} - 0.0035}{0.07} \right)^2 \quad (9.4)$$

Buradan  $t_m = \rho_s D / 4$  olarak hesaplanan gerekli manto et kalınlığı başlangıçta seçilen kalınlıktan daha küçük ise hesap sonlandırılır, aksi durumda yeni bir kalınlık seçilerek tekrarlanır.

#### 9.2.1.5 – Dikdörtgen kesitli kolonda betonarme sargı mantosu:

Betonarme sargı mantosu mevcut kolonun yüzeyleri pürüzlendirilerek uygulanacaktır. Betonarme sargı kalınlığı en az 200 mm olmalıdır. Mantoda boyuna donatı oranı manto kesidinin %1'i olarak alınacaktır. Enine sargı donatısı miktarının hesabı, çelik sargı için **9.2.1.4**'te verilen hesaba benzer şekilde yapılabilir. Bu durumda **5.6.1.1**'de dikdörtgen kesitler için verilen **Denk.(5.4a)** ve **Denk.(5.6)**'dan yararlanılacaktır. Ancak dikdörtgen mantonun köşeleri dışındaki bölgelerinde boyuna donatılar enine donatılar tarafından mesnetlenemeyeceğinden, burkulmalarının önlenmesi için çiroz görevini yapmak üzere beton ankrajlarının yapılması ve 135 derece kanca ile boyuna ve enine donatılara bağlanması gereklidir.

#### 9.2.1.6 – Dayanım Arttırma Mantosu:

(a) Dayanım arttırma mantosu, kolonun eğilme momenti, kesme kuvveti ve eksenel kuvvet kapasitesinin arttırılması, aynı zamanda sargılanması amacı ile yapılır. Bu durumda manto betonu ve boyuna donatısı komşu elemanlarla (temel veya başlık kirişi) monolitik çalışma sağlayacak şekilde birleştirilir.

(b) Dayanım mantosu genellikle betonarme manto olarak düzenlenir. Mevcut betonla manto betonunun birlikte çalışabilmesini sağlamak üzere, mevcut kolonun yüzeyleri pürüzlendirilir ve

arayüz kesmesini karşılamak üzere *kesme bağlantıları* beton ankrajları olarak yapılır. Dikdörtgen kesitli dayanım arttırma mantosunda, sargı mantosu için belirtildiği üzere, bu ankrajların 135 derece kanca ile boyuna ve enine donatılara bağlanması gereklidir. Kesme bağlantısı ankrajlar için yapılacak sürtünme kesmesi hesabında sürtünme katsayısı  $\mu = 1$  alınacaktır.

### 9.2.2. Temellerin ve Kazık Başlıklarının Güçlendirilmesi

Orta ayak kolonların güçlendirilmesi ile kapasiteleri yetersiz duruma gelen temellerde ve kazık başlıklarında en yaygın olarak uygulanan güçlendirme çözümü temellerin kalınlaştırılması ve gereği durumunda aynı zamanda yanlardan genişletilmesidir. Kazıklı temellerde, genişletilen kısımlarda ilave kazıklar yapılabilir. Kalınlaştırma temel alt donatılarının pozitif moment katkılarının, genişletme ise temelin taşıma gücünün arttırılmasını sağlar. Mevcut temel ile kalınlaştırılan ve genişleten kısımların birlikte çalışabilmesini sağlamak üzere, mevcut temelin yüzeyleri pürüzlendirilir ve arayüz kesmesini karşılamak üzere *kesme bağlantıları* beton ankrajları olarak yapılır. Ankrajlar için yapılacak sürtünme kesmesi hesabında sürtünme katsayısı  $\mu_t = 1$  alınacaktır.