

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİR VİYADÜĞÜN DEPREM
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Umut YILDIZ**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

OCAK 2008

**MEVCUT BİR VİYADÜĞÜN DEPREM
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Umut YILDIZ
(501041155)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 24 Aralık 2007
Tezin Savunulduğu Tarih : 28 Ocak 2008**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Metin AYDOĞAN
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Melike ALTAN (İ.T.Ü)
Doç.Dr. Mustafa ZORBOZAN (Y.T.Ü)**

OCAK 2008

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, Sakarya Otoyolu – Levent Bağlantı Viyadüğü'nün deprem performansı doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler kullanılarak belirlenmiştir.

Bu çalışmada benden desteğini esirgemeyen hocam Sayın Prof. Dr. Metin AYDOĞAN 'a teşekkürü bir borç bilirim.

Lisans ve yüksek lisans eğitimim süresince yanımda bulunan kadim dostum İnş. Yük. Müh. Gökay UYGUN'a çalışmama verdiği destek için teşekkür ederim.

Bugünlere gelmemde benden maddi manevi desteğini esirgemeyen ve daima yanımda olan aileme teşekkürü bir borç bilirim.

Ocak 2008

İnş. Müh. Umut YILDIZ

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	xi
ÖZET	xiv
ABSTRACT	xv
1. GİRİŞ	1
2. HESAP ESASLARI	3
2.1. Viyadüğün Özellikleri	3
2.2. Yükler ve Yük Kombinasyonları	4
2.2.1. Yükler	4
2.2.2. Yük kombinasyonları	5
2.3. Malzeme Özellikleri	6
2.3.1. Beton	6
2.3.2. Çelik	6
2.4. Viyadük Elemanları	7
2.4.1. Öngerilmeli kirişler	7
2.4.2. Başlık kirişleri	9
2.4.3. Ayaklar	9
2.4.4. Temeller	10
2.4.5. Elastomer mesnetler	11
2.5. Analiz Modelinin Oluşturulması	13
2.6. Analiz Modeli Görünüşleri	16
2.7. Modal Analiz Sonuçları	17
2.8. Analiz Mod Şekilleri	18
3. TASARIM DEPREMİ ETKİLERİ ALTINDA İNCELEME	19
3.1. Davranış Spektrumlarının Tanımlanması	19
3.1.1. TDY 2007'ye göre davranış spektrumunun tanımlanması	19
3.1.2. AASHTO 2002'ye göre davranış spektrumunun tanımlanması	21
3.2. Viyadük Ayaklarında Eğilme Hesabı	26
3.3. Viyadük Ayaklarında Kesme Kuvveti Hesabı	40
3.3.1. Dairesel kesitli ayaklar için kesme kuvveti hesabı	41
3.3.2. Dikdörtgen kesitli ayaklar için kesme kuvveti hesabı	44
3.4. Elastomer Mesnet Hesapları	48

3.5. Temel Hesapları	54
4. DOĞRUSAL ELASTİK YÖNTEMLE PERFORMANSIN BELİRLENMESİ	58
4.1. Kesit Hasar Sınırları	58
4.2. Kesit Hasar Bölgeleri	58
4.3. Kesit ve Eleman Hasarlarının Tanımlanması	58
4.4. Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar	59
4.5. Yapı Elemanlarında Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi	60
4.6. Yük Kombinasyonları	62
4.7. Deprem Etki Seviyeleri	63
4.8. Performans Belirlemede Kullanılan Yöntem	63
4.9. Analiz Mod Şekilleri	64
4.10. P6 Ayağının Servis Depremi İçin Performansının Belirlenmesi	65
4.11. P6 Ayağının En Büyük Deprem İçin Performansının Belirlenmesi	68
5. DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLE PERFORMANSIN BELİRLENMESİ	76
5.1. Plastik Mafsal Hipotezi	77
5.1.1. Plastik mafsal boyu	78
5.1.2. Plastik mafsal kesitindeki moment–eğrilik ve moment–plastik dönme ilişkileri	78
5.2. Akma Yüzeyleri	79
5.3. Doğrusal Olmayan Deprem Analizi Yöntemleri	80
5.3.1. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz	80
5.3.2. Tek modlu doğrusal olmayan itme analizi : artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi	81
5.4. Şekildeğiştirme ve İç Kuvvet Kapasiteleri	91
5.4.1. Beton ve çelik birim şekildeğiştirme kapasiteleri	91
5.4.2. Kesme kuvveti kapasitesi	91
5.4.3. Mesnet elemanlarının şekildeğiştirme kapasiteleri	93
5.5. Plastik Mafsal Boylarının Hesabı	93
5.6. Kesitlerde Moment-Eğrilik Analizi	94
5.7. Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi İle Performansın Belirlenmesi	96
5.7.1. Statik itme eğrisinin tanımlanması	97
5.7.2. Modal ivme ve modal yerdeğiştirme değerlerinin elde edilişi	99
5.7.3. Performans noktasında sisteme ait plastik mafsal dağılımları	101
5.7.4. Birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi	103
5.8. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Performansın Belirlenmesi	105
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	110
KAYNAKLAR	115
ÖZGEÇMİŞ	117

KISALTMALAR

AASTHO	: Standard Specifications For Highway Bridges
AMTV	: Analiz Modelinde Temel Var
AMTY	: Analiz Modelinde Temel Yok
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
CG	: Can Güvenliği Performans Seviyesi
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DDK	: Deprem Davranış Katagorisi
EBD	: En Büyük Deprem
ER2	: S2 Deprem Düzeyi Erzincan Depremi İvme Kaydı
GÇB	: Göçme Bölgesi
GÇ	: Kesit Göçme Hasar Sınırı
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi
GV	: Kesit Can Güvenliği Hasar Sınırı
HK	: Hemen Kullanım Performans Seviyesi
IZMT2	: S2 Deprem Düzeyi İzmit Depremi İvme Kaydı
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
KH	: Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
MH	: Minimum Hasar Performans Düzeyi
MN	: Kesit Minimum Hasar Sınırı
ÖS	: Önem Sınıflaması
PUSH_Y	: Statik İtme Analizi Hesap Yöntemi İle Köprü Enine Doğrultusunda Analiz
PUSH_X	: Statik İtme Analizi Hesap Yöntemi İle Köprü Boyuna Doğrultusunda Analiz
SD	: Servis Depremi
SANFE2	: S2 Deprem Düzeyi San Fernando Depremi İvme Kaydı
THY	: Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi İle Köprü Enine Doğrultusunda Analiz
THX	: Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi İle Köprü Boyuna Doğrultusunda Analiz

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 Yol üst kotları.....	4
Tablo 2.2 Ayak boyutları.....	10
Tablo 2.3 Temel boyutları	10
Tablo 2.4 Elastomer mesnet boyutları	12
Tablo 2.5 Elastomer mesnet rijitlikleri.....	13
Tablo 2.6 Modal kütle katılım oranları ve periyotları (AMTV).....	17
Tablo 2.7 Modal kütle katılım oranları ve periyotları (AMTY).....	18
Tablo 3.1 Etkin yer ivmesi katsayısı	19
Tablo 3.2 Spektrum karakteristik periyotları (T_A, T_B)	20
Tablo 3.3 Deprem davranış kategorisi	22
Tablo 3.4 Zemin etki katsayısı	23
Tablo 3.5 Hesap yönteminin seçimi	23
Tablo 3.6 Düzenli köprü şartları.....	23
Tablo 3.7 P6 ayağı iç kuvvet değerleri (TDY 2007)	29
Tablo 3.8 P6 ayağı burkulma boyu kontrolü (TDY 2007)	30
Tablo 3.9 P6 ayağı moment büyütme katsayıları (TDY 2007)	30
Tablo 3.10 P6 ayağı tasarım kuvvetleri (TDY 2007)	30
Tablo 3.11 P6 ayağı iç kuvvet değerleri (AASHTO 2002).....	32
Tablo 3.12 P6 ayağı burkulma boyu kontrolü (AASHTO 2002)	32
Tablo 3.13 P6 ayağı moment büyütme katsayıları (AASHTO 2002)	33
Tablo 3.14 P6 ayağı tasarım kuvvetleri (AASHTO 2002).....	33
Tablo 3.15 PA1 ayağı iç kuvvet değerleri (TDY 2007)	34
Tablo 3.16 PA1 ayağı burkulma boyu kontrolü (TDY 2007)	35
Tablo 3.17 PA1 ayağı tasarım kuvvetleri (TDY 2007)	35
Tablo 3.18 PA1 ayağı iç kuvvet değerleri (AASHTO 2002).....	37
Tablo 3.19 PA1 ayağı burkulma boyu kontrolü (AASHTO 2002)	37
Tablo 3.20 PA1 ayağı tasarım kuvvetleri (AASHTO 2002)	38
Tablo 3.21 Elastomer mesnet ortalama basınç gerilmeleri	49
Tablo 3.22 Elastomer mesnet minimum gerilme kontrolü.....	49
Tablo 3.23 Elastomer mesnet maksimum gerilme kontrolü.....	50
Tablo 3.24 6 aksı elastomer mesnet tahkik tablosu	52
Tablo 3.25 ÖLÜ-YÜKLER kombinasyonu zemin gerilmeleri matrisi	55
Tablo 3.26 KOMB1 kombinasyonu zemin gerilmeleri matrisi.....	56
Tablo 3.27 KOMB5 kombinasyonu zemin gerilmeleri matrisi.....	57
Tablo 4.1 Binalar için bilgi düzeyi katsayıları	59
Tablo 4.2 Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s)	61
Tablo 4.3 Göreli kat ötelemesi sınırları	62
Tablo 4.4 Kolonlarda çatlamış kesit rijitlikleri.....	62
Tablo 4.5 P6 ayağı kesit tesirleri (SD)	65

Tablo 4.6	P6 ayağı kesit tesirleri süperpozisyonu (SD)	65
Tablo 4.7	P6 ayağı moment kapasitesi (SD)	65
Tablo 4.8	P6 ayağı kırılma türü (SD)	66
Tablo 4.9	P6 ayağı alt ucu etki/kapasite oranı (SD)	67
Tablo 4.10	P6 ayağı alt ucu hasar bölgesi (SD)	67
Tablo 4.11	P6 ayağı görelî öteleme kontrolü (SD)	68
Tablo 4.12	P6 ayağı kesit tesirleri (EBD)	69
Tablo 4.13	P6 ayağı kesit tesirleri süperpozisyonu (EBD)	69
Tablo 4.14	P6 ayağı moment kapasitesi (EBD)	69
Tablo 4.15	P6 ayağı kırılma türü (EBD)	72
Tablo 4.16	P6 ayağı alt ucu etki/kapasite oranı (EBD)	73
Tablo 4.17	P6 ayağı alt ucu hasar bölgesi (EBD)	75
Tablo 4.18	P6 ayağı görelî öteleme kontrolü (EBD)	75
Tablo 5.1	Betonarme kesitler için birim şekildeğiştirme sınırları	91
Tablo 5.2	İlk iki moda ait etkin modal kütle değerleri	96
Tablo 5.3	İlk iki moda ait modal katılım faktörleri	96
Tablo 5.4	Birinci mod yatay yerdeğiştirmeleri	96
Tablo 5.5	Köprü boyuna doğrultusunda tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti değerleri	97
Tablo 5.6	Köprü enine doğrultusunda tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti değerleri	98
Tablo 5.7	Modal ivme-modal yerdeğiştirme değerleri	99
Tablo 5.8	S2 deprem düzeyi hesap parametreleri ve performans noktası	100
Tablo 5.9	S1 deprem düzeyi hesap parametreleri ve performans noktası	101
Tablo 5.10	S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri	103
Tablo 5.11	S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda ayak performans düzeyleri	103
Tablo 5.12	S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda toplam eğrilik değerleri	104
Tablo 5.13	S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda ayak performans düzeyleri	104
Tablo 5.14	S1 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri	104
Tablo 5.15	S1 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda toplam eğrilik değerleri	105
Tablo 5.16	Erzincan S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri	107
Tablo 5.17	İzmit S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri	108
Tablo 5.18	San Fernando S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri	108
Tablo 5.19	S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda P6 ayağı hasar bölgeleri	109
Tablo 6.1	S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda ayak hasar bölgeleri	112
Tablo 6.2	S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda ayak hasar bölgeleri	113
Tablo 6.3	S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda P6 ayağı hasar bölgeleri	114

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 2.1 : Sakarya otoyolu – Levent bağlantı viyadüğü.....	3
Şekil 2.2 : Öngerilmeli kiriş yarı boy kesiti.....	7
Şekil 2.3 (a) : A-A kesiti.....	7
Şekil 2.3 (b) : B-B kesiti.....	7
Şekil 2.3 (c) : C-C kesiti.....	7
Şekil 2.3 (d) : D-D kesiti.....	7
Şekil 2.4 (a) : Orta ayak enine kesiti.....	8
Şekil 2.4 (b) : Kenar ayak enine kesiti.....	8
Şekil 2.5 (a) : Orta ayak başlık kirişi kesiti.....	9
Şekil 2.5 (b) : Kenar ayak başlık kirişi kesiti.....	9
Şekil 2.6 (a) : Orta ayak alt uç kesiti.....	9
Şekil 2.6 (b) : Kenar ayak kesiti.....	10
Şekil 2.7 : Elastomer mesnet tipik kesiti.....	11
Şekil 2.8 : Genleşme derzli orta ayak model detayı.....	14
Şekil 2.9 (a) : A-A kesiti.....	14
Şekil 2.9 (b) : B-B kesiti.....	14
Şekil 2.9 (c) : C-C kesiti.....	15
Şekil 2.9 (d) : D-D kesiti.....	15
Şekil 2.9 (e) : A-aksı başlık kirişi.....	15
Şekil 2.9 (f) : B-aksı başlık kirişi.....	15
Şekil 2.9 (g) : Orta aks başlık kirişi.....	15
Şekil 2.9 (ı) : Orta ayak kesiti.....	16
Şekil 2.9 (j) : Kenar ayak kesiti.....	16
Şekil 2.10 (a) : 3 boyutlu analiz modeli görünüşü.....	16
Şekil 2.10 (b) : Analiz modeli perspektif görünüşü.....	17
Şekil 2.11 (a) : 1. mod şekli ($T_y=2,492s$).....	18
Şekil 2.11 (b) : 2. mod şekli ($T_x=2,178s$).....	19
Şekil 3.1 : TDY'07 davranış spektrumu.....	20
Şekil 3.2 : Ölçek çarpanı (TDY 2007).....	21
Şekil 3.3 : AASTHO'02 davranış spektrumu.....	25
Şekil 3.4 : Ölçek çarpanı (AASTHO 2002).....	25
Şekil 3.5 : Burkulma boyu katsayısı (AASHTO Tablo C-1).....	29
Şekil 3.6 : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (TDY 2007).....	31
Şekil 3.7 : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (AASTHO 2002).....	34
Şekil 3.8 (a) : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü enine doğrultusunda) (TDY 2007).....	36
Şekil 3.8 (b) : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü boyuna doğrultusunda) (TDY 2007).....	36

Şekil 3.9 (a)	: Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü enine doğrultusunda) (AASHTO 2002).....	39
Şekil 3.9 (b)	: Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü boyuna doğrultusunda) (AASHTO 2002).....	39
Şekil 3.10	: P6 orta ayağı temel düğüm noktası numaraları.....	54
Şekil 3.11	: ÖLÜ-YÜKLER kombinasyonu zemin gerilmesi yayılımı (kN/m^2).....	55
Şekil 3.12	: KOMB1 kombinasyonu zemin gerilmesi yayılımı (kN/m^2).....	56
Şekil 3.13	: KOMB5 kombinasyonu zemin gerilmesi yayılımı (kN/m^2).....	57
Şekil 4.1	: Kesit hasar bölgeleri ve performans sınırları grafiği.....	58
Şekil 4.2 (a)	: 1. mod şekli ($T_y=3,359\text{s}$).....	64
Şekil 4.2 (b)	: 2. mod şekli ($T_x=2,695\text{s}$).....	64
Şekil 5.1	: İki doğrulu moment-eğrilik diyagramı.....	79
Şekil 5.2	: Moment-plastik dönme diyagramı.....	79
Şekil 5.3	: $T_1 \geq T_B$ olması durumunda doğrusal olmayan spektral yer değiştirmenin belirlenmesi.....	85
Şekil 5.4 (a)	: Modal kapasite diyagramı.....	86
Şekil 5.4 (b)	: $T_1 < T_B$ olması durumunda doğrusal olmayan spektral yer değiştirmenin belirlenmesi.....	86
Şekil 5.5	: Toplam eğrilik isteminin elde edilmesi.....	87
Şekil 5.6	: Sargılı ve sargısız beton modelleri.....	88
Şekil 5.7	: S420 çeliği gerilme-şekildeğiştirme eğrisi.....	90
Şekil 5.8	: Kolon eksenel kuvvetinin kesme kuvveti kapasitesine katkısı.....	93
Şekil 5.9 (a)	: Orta ayak extract modeli.....	94
Şekil 5.9 (b)	: Kenar ayak extract modeli	94
Şekil 5.10 (a)	: Orta ayak moment-eğrilik grafiği.....	95
Şekil 5.10 (b)	: Kenar ayak moment-eğrilik grafiği (köprü enine doğrultusunda).....	95
Şekil 5.10 (c)	: Kenar ayak moment-eğrilik grafiği (köprü boyuna doğrultusunda).....	96
Şekil 5.11	: Köprü boyuna doğrultusunda taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme grafiği.....	97
Şekil 5.12	: Köprü enine doğrultusunda taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme grafiği.....	98
Şekil 5.13	: Köprü boyuna doğrultusunda spektral ivme-spektral yerdeğiştirme diyagramı.....	99
Şekil 5.14	: Köprü enine doğrultusunda spektral ivme-spektral yerdeğiştirme diyagramı.....	100
Şekil 5.15	: Köprü enine doğrultusunda statik itme analizi plastik mafsallarda dağılımı.....	101
Şekil 5.16	: P5 ayağı plastik mafsalları.....	102
Şekil 5.17	: P6 ayağı plastik mafsalları.....	102
Şekil 5.18	: Köprü boyuna doğrultusunda statik itme analizi tipik aks plastik mafsallarda dağılımı.....	102
Şekil 5.19	: Köprü boyuna doğrultusunda statik itme analizi plastik mafsallarda dağılımı.....	102
Şekil 5.20 (a)	: Erzincan S1 depremi ivme kaydı.....	105
Şekil 5.20 (b)	: Erzincan S2 depremi ivme kaydı.....	106
Şekil 5.21 (a)	: İzmit S1 depremi ivme kaydı.....	106

Şekil 5.21 (b)	: İzmit S2 depremi ivme kaydı.....	106
Şekil 5.22 (a)	: San Fernando S1 depremi ivme kaydı.....	107
Şekil 5.22 (b)	: San Fernando S2 depremi ivme kaydı.....	107
Şekil 5.23	: Orta ayak eksenel yük - eğrilik diyagramı.....	109

SEMBOL LİSTESİ

a	: Etriyeler arasındaki mesafe
A(T)	: Spektral ivme katsayısı
A_o	: Etkin yer ivme katsayısı
A_c	: Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A	: Elastomer mesnet alanı, Yer ivme katsayısı
A_g	: Kolon kesit alanı
A_{sh}	: Dikdörtgen kolonlar için minimum donatı alanı
A_{wf}	: Kesme sürtünme donatısının toplam kesit alanı
b_x	: Köprü boyuna doğrultusunda elastomer mesnet uzunluğu
b_y	: Köprü enine doğrultusunda elastomer mesnet uzunluğu
B_x	: Köprü boyuna doğrultusunda temel uzunluğu
B_y	: Köprü enine doğrultusunda temel uzunluğu
C_s	: Elastik deprem tepki katsayısı
C_{sm}	: Köprü salınımının m'inci modundaki elastik deprem tepki katsayısı
C_m	: Burkulmada moment katsayısı
D	: Spiral donatı merkezinden merkezine alınan ölçü
d_b	: Donatı çapı
E_c	: Beton elastisite modülü, Elastomer sıkışma elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
f_c	: Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{cd}	: Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{ck}, f_c'	: Betonun karakteristik silindirik basınç dayanımı
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{cm}	: Mevcut beton dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut betonun çekme dayanımı
f_s	: Donatı çeliğindeki gerilme
f_{yd}	: Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
f_{yk}, f_y	: Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
f_{ywd}	: Enine donatının tasarım akma dayanımı
f_{ywk}	: Enine donatının karakteristik akma dayanımı
g	: Yerçekimi ivmesi (9,81 m/s ²)
G	: Kayma modülü
h	: Elastomer kalınlığı
h_c	: Faydalı kesit yüksekliği
h_{rt}	: Net elastomer kalınlığı
H	: Temel kalınlığı, Konsol ayak boyu veya ayak tabanı ile moment sıfır noktası arasındaki uzunluk
I	: Yapı önem katsayısı

K	: Elastomer yatay rijitliği
K₁	: Elastomer düşey rijitliği
L_p	: Plastik mafsal boyu
M_{du}	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_{2u}	: Köprü enine doğrultusunda yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_{3u}	: Köprü boyuna doğrultusunda yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_n	: Kapasite eğilme momenti
M_A	: Artık moment kapasitesi
M_D	: Düşey yüklerden oluşan moment
M_E	: Deprem yükleri altında oluşan moment
M_K	: Mevcut malzeme dayanımlarına göre hesaplanan moment kapasitesi
M_{xl}	: Deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci moda esas kütle
n	: Hareketli yük katılım katsayısı, Toplam elastomer mesnet sayısı
N_A	: Artık moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
N_D	: Düşey yüklerden oluşan eksenel kuvvet
N_E	: Deprem yükleri altında oluşan eksenel kuvvet
N_K	: Kesit moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
P_c	: Kritik burkulma yükü
P_u	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
r	: Etki/kapasite oranı
r_s	: Etki/kapasite oranının sınır değeri
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
S(T)	: Spektrum katsayısı
S_{ae}(T)	: Elastik spektral ivme [m/s ²]
S_{aR}(T_r)	: r'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme [m/s ²]
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
S_o	: Ortalama şekil faktörü
S	: Bölge zemin etki katsayısı
t_{iç}	: İç elastomer tabakası kalınlığı
T	: Köprü doğal titreşim periyodu [s]
T₁	: Köprünün birinci doğal titreşim periyodu [s]
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları [s]
T_m	: Köprü salınımının m'inci modundaki periyodu
u_{xN1}⁽ⁱ⁾	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
u_{xN1}^(p)	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
V_c	: Betonun kesme dayanımına katkısı
V_s, V_w	: Kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti
V_{s1}	: Ayak alt ucu kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti
V_{s2}	: Ayak üst ucu kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti
V_{du}	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti

V_{2u}	: Köprü boyuna doğrultusunda yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{3u}	: Köprü enine doğrultusunda yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{cr}	: Kesitin kesmede çatlama dayanımı
V_r	: Kesitin kesme dayanımı, Sürtünme kesmesi dayanımı
V_e	: Eğilme kapasitesi ile uyumlu kapasite kesme kuvveti
V_n	: Kapasite kesme kuvveti
V_e	: Kolonlarda enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_t	: Yapıya etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
W	: Yapının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
δ_i	: Binanın i'inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
ϕ	: Dayanım azaltma faktörü
$\emptyset$	: Donatı çapı
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
Γ_{x1}	: X deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
ρ_s	: Toplam enine donatının hacımsal oranı (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$), minimum hacımsal donatı oranı
ρ_x, ρ_y	: İlgili doğrultulardaki enine donatı hacımsal oranı
ϵ_c	: Beton basınç birim şekildeğiştirme
ϵ_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirme
ϵ_s	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirme
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirme
ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirme
μ	: Sürtünme katsayısı
δ_s, δ_b	: Moment büyütme katsayısı
γ_m	: Elastomerin kayma şekildeğiştirme açısı
Δ_m	: Elastomerin üstü ve altı arasındaki yerdeğiştirme farkı

MEVCUT BİR VİYADÜĞÜN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada, Sakarya Otoyolu - Levent Bağlantı Viyadüğü'nün Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 ve AASTHO Standart Specifications for Highway Bridges 2002'ye göre tanımlanan tasarım spektrumları için "Mod Birleştirme Yöntemi" kullanılarak elastik deprem hesabı yapılmış ve viyadük elemanlarının tasarım depremi etkileri altındaki olası hasar durumları hakkında fikir sahibi olunmuştur. Daha sonra mevcut viyadüğe Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007'ye göre doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri uygulanmış ve her iki yöntemle elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Viyadüğün deprem performansının belirlenmesinde doğrusal hesap yöntemi olarak "Mod Birleştirme Yöntemi" kullanılmıştır. Bu yöntem doğrultusunda eleman kırılma türleri belirlenmiş ve daha sonra sünek elemanlar için hesaplanan etki/kapasite oranları (r), hasar sınırlarını tanımlayan sınır etki/kapasite oranları (r_s) ile karşılaştırılıp elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilerek, yapının performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Viyadüğün deprem performansının belirlenmesinde doğrusal olmayan hesap yöntemi olarak "Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi" ve "Zaman Tanım Alanında Hesap" yöntemleri seçilmiştir. Hesaplarda sonlu elemanlarla çözüm yapan SAP 2000 yapısal analiz program paketi kullanılmıştır. Doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile belirlenen kesit hasar bölgeleri önemli ölçüde benzerlik göstermektedir. Yapılan hesaplar sonucunda mevcut viyadüğün doğrusal elastik yöntem ile performansının belirlenmesinde, S1 depremi etkileri altında hemen kullanım performans seviyesini, S2 depremi etkileri altında can güvenliği performans seviyesini sağladığı, doğrusal olmayan yöntemle performansının belirlenmesinde Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi sonucunda, S1 depremi etkileri altında hemen kullanım performans seviyesini sağladığı, S2 depremi etkileri altında can güvenliği performans seviyesini sağlamadığı, Zaman Tanım Alanında Hesap yöntemi sonucunda ise S1 depremi etkileri altında hemen kullanım performans seviyesini ve S2 depremi etkileri altında can güvenliği performans seviyesini sağladığı görülmüştür.

DETERMINATION OF EXISTING VIADUCTS' SEISMIC PERFORMANCE

ABSTRACT

In this paper, elastic earthquake calculation is made for the design spectrums of Sakarya Superhighway-Levent Connection Viaduct which are identified according to the 2007 Turkish Earthquake Code and AASTHO Standard Specifications for Highway Bridges 2002 by using Response Spectrum Analysis and have been informed about the probable damage situations of viaduct members under the effect of design earthquake. Afterwards, according to the 2007 Turkish Earthquake Code, linear and non-linear evaluation methods applied to the present viaduct and the results achieved by both methods have been compared. In the determination of the earthquake performance of the viaduct, Response Spectrum Analysis is used as linear evaluation method. Member crushing types are identified, demand/capacity ratio (r) calculated for the ductile concrete members is compared with limit demand/capacity (r_s) ratio defining damage limits to decide in which damage range are the members is in and then performance evaluation is done for the structure. In the determination of the earthquake performance of the viaduct "Pushover Analysis" and "Non-linear Time History" methods are chosen as non-linear evaluation method. In these calculations SAP 2000 structural analysis program which is based on finite elements is used. Damage states of sections which are defined by linear and non-linear evaluation methods are generally similar. As a result of the calculations it has been seen that identifying the performance of the existing viaduct by linear elastic method it proves immediate occupancy performance level under the effect of S1 earthquake level and life safety performance level under the effect of S2 earthquake level; identifying the performance by non-linear method as a result of pushover analysis it proves immediate occupancy performance level under the effect of S1 earthquake level but it doesn't prove life safety performance level under the effect of S2 earthquake level; as a result of non-linear time history method it proves immediate occupancy performance level under the effect of S1 earthquake level and life safety performance level under the effect of S2 earthquake level.

1. GİRİŞ

Ülkemizde ve dünyada meydana gelen depremler sonucunda birçok kişi hayatını kaybetmiş ve bu depremlerin ülke ekonomilerine getirdiği yükler de milyar dolarlarla ifade edilir düzeylere gelmiştir. Bu bağlamda ülkemizde mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi daha da önem kazanmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda 06.03.2007 tarihinde yayınlanan “ Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik ” in yedinci bölümünde yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarımı ilkelerine de yer verilmiştir.

Bu çalışmada Sakarya Otoyolu – Levent Bağlantı Viyadüğü’nün deprem performansı doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile belirlenmiştir. Performans belirlemede “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” e [1] ek olarak “AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002” [2], “CALTRANS Seismic Design Criteria 2001” [3] ve Prof. Dr. M. Nuray Aydınoglu’nun “Otoyollar (O1,O2,O3,O4) ve Bağlantı Yolları Üzerindeki Köprü ve Viyadüklerin Onarım Ve Sismik Takviye Projelerinin Hazırlanması İş i ” projesi kapsamında hazırlamış olduğu “Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerin Deprem Performanslarının Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri İle Değerlendirilmesi” raporundan [4] faydalanılmıştır.

Yapı sistemlerinin performanslarının belirlenmesinde doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler kullanılmaktadır. Doğrusal elastik yöntemler dayanım esaslıdır. Bu yöntemler ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde kiriş, kolon ve perde elemanlarının ve güçlendirilmiş dolgu duvar kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) olarak ifade edilen sayısal değerler, hasar sınırlarını tanımlayan sınır etki/kapasite oranları (r_s) ile karşılaştırılıp elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilerek yapının performans değerlendirmesi yapılmaktadır. Doğrusal olmayan yöntemler olarak “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi” ve “Zaman Tanım Alanında Hesap” yöntemleri sayılabilir. Bu yöntemler

şekildeğiştirme esasına dayanmaktadır. Burada verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekildeğiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin i  kuvvet istemleri hesaplanmaktadır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, önceden tanımlanmış bulunan şekildeğiştirme ve i  kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve yapı düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılmaktadır [1].

Bu çalışmada yukarıda adı geçen viyadüğün doğrusal ve doğrusal olmayan performans analizi yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. HESAP ESASLARI

2.1. Viyadüğün Özellikleri

Açıklık Sayısı	:	9
Aks Aralıkları	:	40,40m
Köprü Toplam Boyu	:	$9 \times 40,40 = 363,60\text{m}$
Öngerilmeli Kiriş Uzunluğu	:	37,50m
Köprü Genişliği	:	20m
Taşıt Yolu Genişliği	:	18m
şerit Sayısı	:	5
Sol Yaya Kaldırımı	:	1,25m
Sağ Yaya Kaldırımı	:	0,75m
Üst Yapı Tipi	:	Öngerilmeli betonarme trapez kesitli kiriş
Zemin Emniyet Gerilmesi	:	350 kN/m^2
Zemin Yatak Katsayısı	:	100000 kN/m^3



şekil 2.1 : Sakarya otoyolu – Levent bağlantı viyadüğü

Tablo 2.1 : Yol üst kotları

AKS NO	YOL ÜST KOTU (m)	TEMEL ÜST KOTU (m)	ÇUBUK ELEMAN BOYU (m)
A	71,187	63	8,187
1	71,389	57,5	13,889
2	71,591	54	17,591
3	71,793	48	23,793
4	71,995	47	24,995
5	72,197	42	30,197
6	72,399	46	26,399
7	72,601	50	22,601
8	72,803	56,5	16,303
B	73,005	63	10,005

2.2. Yükler ve Yük Kombinasyonları

2.2.1. Yükler

Betonarme	:	25 kN/m ³
Asfalt	:	20 kN/m ³ (Yol Köprüleri İçin Teknik Şartname)
Sağ Yaya Kaldırımı İçin	:	1,54 kN/m ² (AASHTO 3.14)
Sol Yaya Kaldırımı İçin	:	1,49 kN/m ² (AASHTO 3.14)
Oto Korkuluk	:	1,00 kN/m
Yaya Korkuluk	:	0,50 kN/m
Hareketli Yük	:	5,00 kN/m ²

Not : Hareketli yük sadece deprem hesabına esas kütle tanımlanırken dikkate alınmış, kombinasyonlara katılmamıştır.

Yaya kaldırımı yükleri;

- 0-7,62 m uzunluğundaki kirişlerde 4,15 kN/m²
- 7,62-30,48 m uzunluğundaki kirişlerde 2,93 kN/m² alınmaktadır.
- 30,48 m den uzun olan kirişler için **Denklem 2.1** kullanılmaktadır.

$$P = \left(30 + \frac{3}{L} \right) \left(\frac{55 - W}{50} \right) \quad (2.1)$$

P : Hareketli yük maksimum 2,93 kN/m²

L : Yaya yolu uzunluğu (ft)

W : Yaya yolu genişliği (ft)

Öngerilmeli kiriş uzunluğu : 37,50m=123,03ft.

Sağ yaya kaldırımı için hesap;

$$P = \left(30 + \frac{3}{123,03} \right) \left(\frac{55 - 2,46}{50} \right) = 31,55 \text{ lb/sq.ft} \rightarrow 1,54 \text{ kN/m}^2 < 2,93 \text{ kN/m}^2$$

Sol yaya kaldırımı için hesap;

$$P = \left(30 + \frac{3}{123,03} \right) \left(\frac{55 - 4,10}{50} \right) = 30,56 \text{ lb/sq.ft} \rightarrow 1,49 \text{ kN/m}^2 < 2,93 \text{ kN/m}^2$$

2.2.2. Yük kombinasyonları

Deprem hareketi yönünün belirsizliği nedeniyle, birbirinden bağımsız olarak hesaplanan köprü boyuna ve enine deprem kuvvetlerinin birleştirilmesi gereklidir. Birbirine dik yönlerdeki elastik deprem kuvvetleri için hesaplanan tesirler iki yükleme durumunu oluşturmak üzere aşağıdaki gibi birleştirilir.

a) Yükleme Durumu 1 : Ele alınan köprü elemanı için, eksenlerden biri doğrultusundaki elastik deprem kuvvetleri ve momentlerin mutlak değerinin % 100' üne, aynı elamana ait olmak üzere diğer eksen doğrultusundaki elastik deprem kuvveti ve momentlerin mutlak değerlerinin % 30'u eklenmek suretiyle hesaplanır.

b) Yükleme Durumu 2 : Yük Durumu 1'deki esaslar, doğrultular değiştirilerek aynen uygulanır.

Tasarıma esas elastik tesirlerin hesaplanmasında kullanılan taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R faktörleri) sadece depremden kaynaklanan eğilme momenti tesirlerine uygulanacak, aksenal kuvvetlere, kesme kuvvetlerine ve diğer zati yüklerden kaynaklanan eğilme momentlerine uygulanmayacaktır. Kolon ve perdelerden temellere geçen eğilme momentleri hesabında elastik yöntem kullanıldığında deprem davranış kategorisi (DDK) B olan köprülerde R değeri yönetmeliklerde verilen değer yarısı (R/2), C ve D kategorisi köprülerde R=1 alınacaktır. Ancak istenildiğinde, kolon ve perde alt uçlarının pekleşmeli moment kapasiteleri ve buna karşılık gelen kesme, moment ve aksenal kuvvet tesirleri temel ve kazık tasarımlarında kullanılabilir.

Tasarıma ait yüklemeler ve yük kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

Ölü yükler : Öz ağırlık + asfalt + korkuluk yükleri

Specx : Köprü boyuna yönünde modal tasarım depremi etkileri (TDY 07'ye göre)

Specy : Köprü enine yönünde modal tasarım depremi etkileri (TDY 07'ye göre)

Köprü boyuna ve enine doğrultusunda benzer modal tasarım depremi etkileri AASTHO 02'ye göre de oluşturulmuş ve aşağıdaki kombinasyonlar için hesaplar yinelenmiştir.

KOMB1 : Ölü yükler +Specx+0,3Specy

KOMB2 : Ölü yükler-Specx+0,3Specy

KOMB3 : Ölü yükler+Specx-0,3Specy

KOMB4 : Ölü yükler-Specx-0,3Specy

KOMB5 : Ölü yükler+Specy+0,3Specx

KOMB6 : Ölü yükler-Specy+0,3Specx

KOMB7 : Ölü yükler+Specy-0,3Specx

KOMB8 : Ölü yükler-Specy-0,3Specx

2.3. Malzeme Özellikleri

2.3.1. Beton

Grobeton : C15 ($f_c'=15 \text{ N/mm}^2$)

Kolonlar : C30 ($f_c'=30 \text{ N/mm}^2$)

Temel : C30 ($f_c'=30 \text{ N/mm}^2$)

Başlık kirişleri : C30 ($f_c'=30 \text{ N/mm}^2$)

Betonarme tabliye : C30 ($f_c'=30 \text{ N/mm}^2$)

Öngerilmeli kirişler : C45 ($f_c'=45 \text{ N/mm}^2$)

2.3.2. Çelik

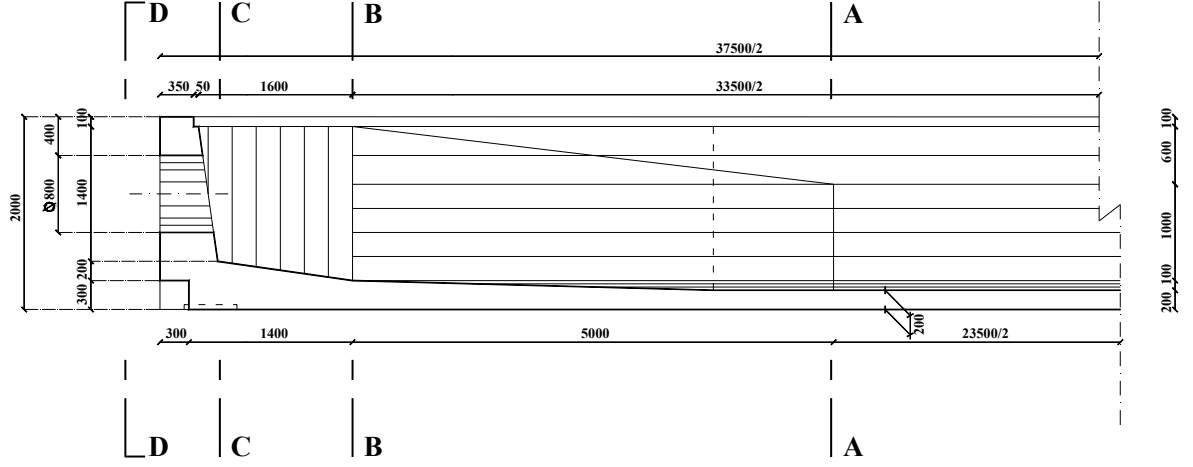
Betonarme çelikleri : S420 ($f_y=420 \text{ N/mm}^2$)

Öngerilme donatıları : 7 telli, 15-24 mm nominal çaplı, 250K, düşük gevşemeli (ASTM A416-80) öngerme halatı, (maksimum mukavemet 1724 N/mm^2)

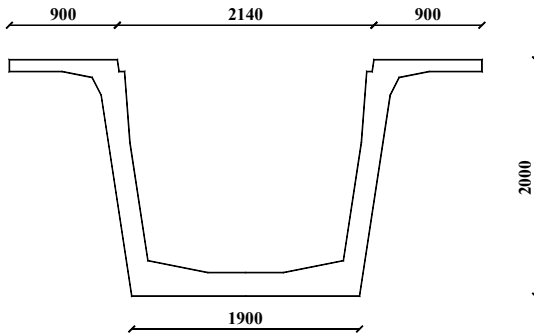
: 3 telli, 6,5 mm nominal çaplı, 190K, düşük gevşemeli (EURONORM 138/79) öngerme halatı, (maksimum mukavemet 1310 N/mm^2)

2.4. Viyadük Elemanları

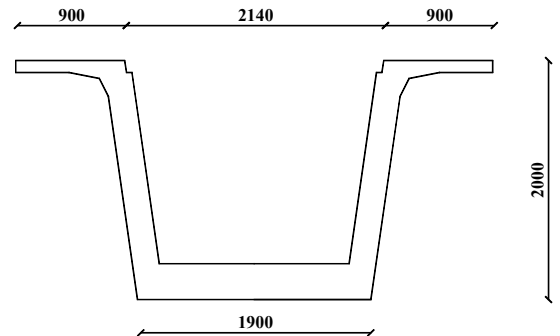
2.4.1 Öngerilmeli kirişler



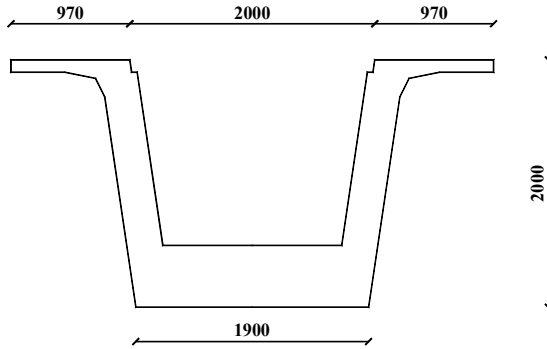
Şekil 2.2 : Öngerilmeli kiriş yarı boy kesiti



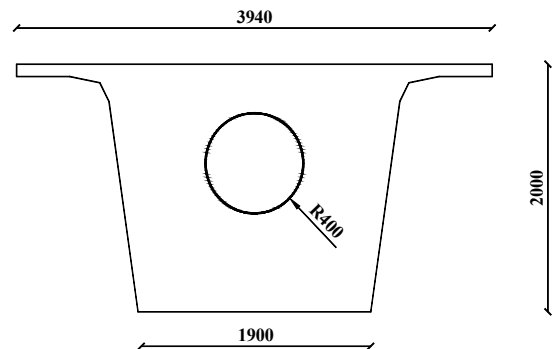
Şekil 2.3a : A-A kesiti



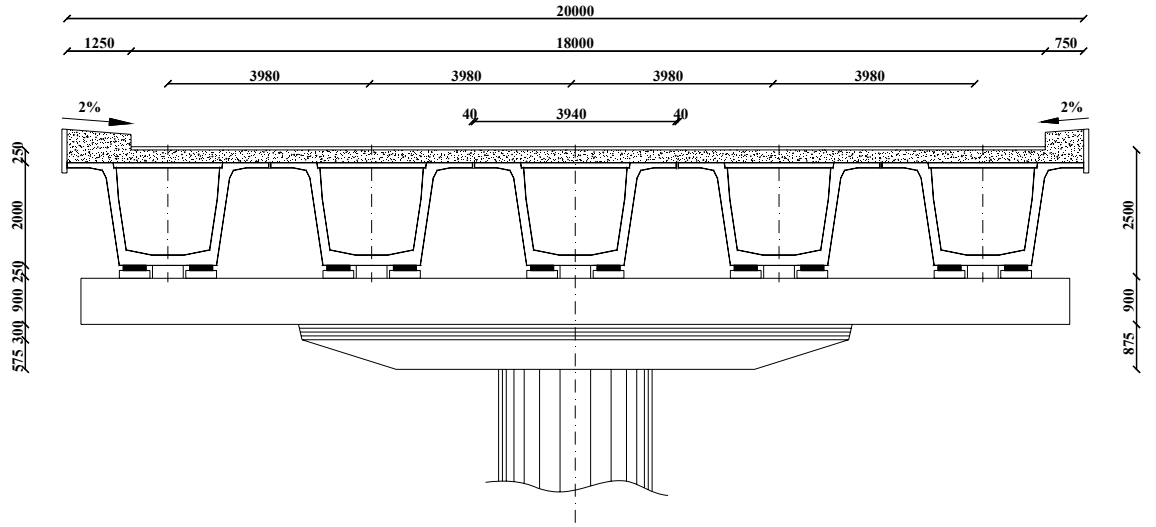
Şekil 2.3b : B-B kesiti



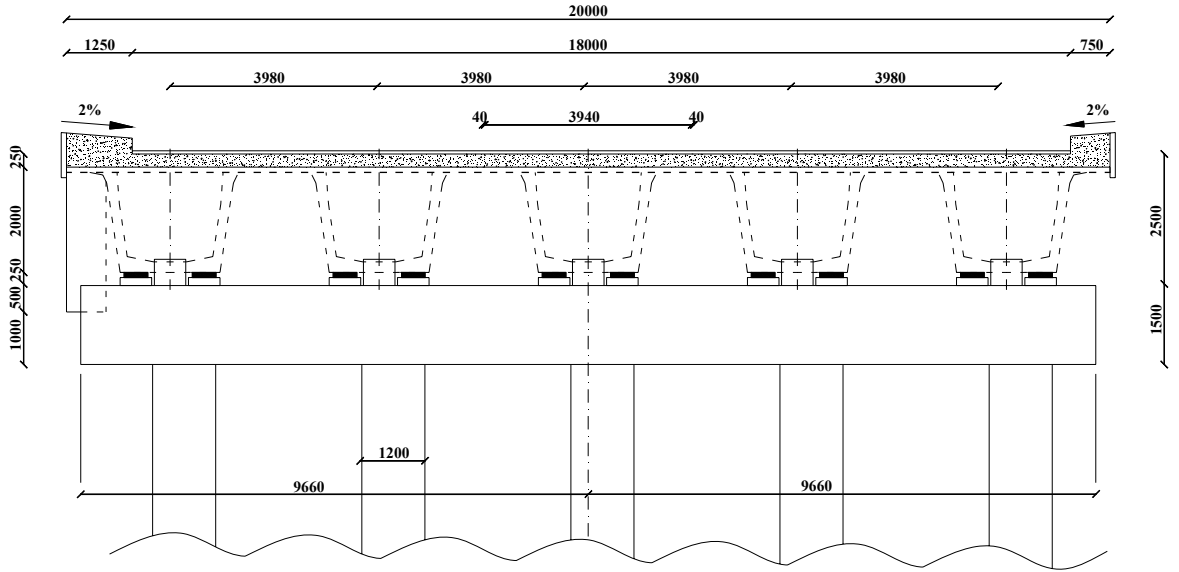
Şekil 2.3c : C-C kesiti



Şekil 2.3d : D-D kesiti

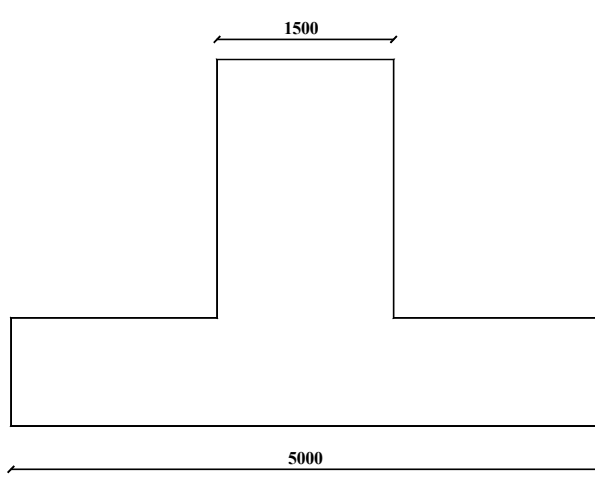


Şekil 2.4a : Orta ayak enine kesiti

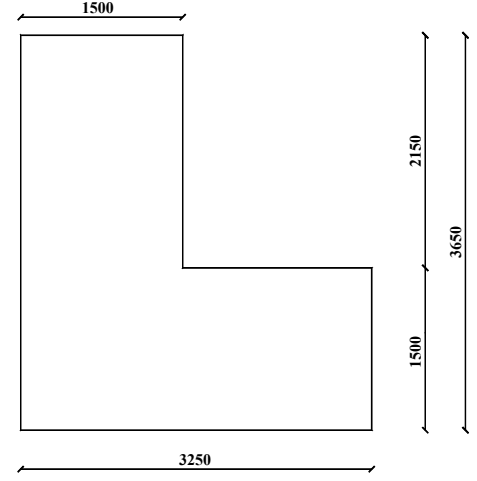


Şekil 2.4b : Kenar ayak enine kesiti

2.4.2. Başlık kirişleri



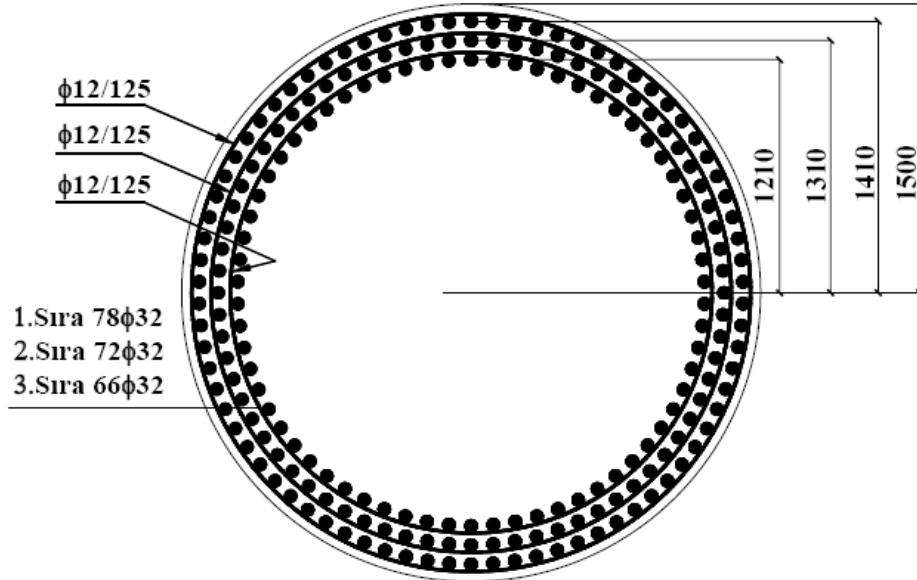
Şekil 2.5a : Orta ayak başlık kirişi kesiti



Şekil 2.5b : Kenar ayak başlık kirişi kesiti

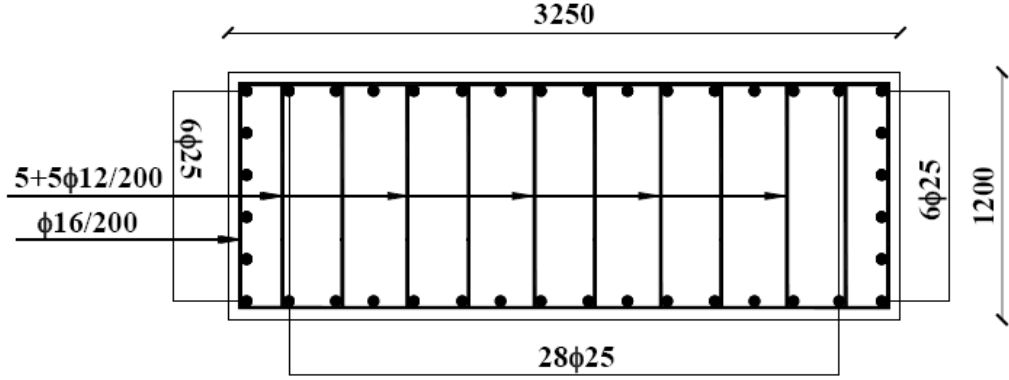
2.4.3. Ayaklar

Şekil 2.6a'da orta ayak alt uç kesiti görülmektedir. Tüm orta ayaklar 3m çapında olup ayakların net yükseklikleri **Tablo 2.2**'de verilmektedir. Orta ayaklarda 1.sırada 78 ϕ 32, 2. sırada 72 ϕ 32 ve 3. sırada 66 ϕ 32 olmak üzere toplam 216 adet boyuna donatı ve sarılma bölgesi boyunca 3 ϕ 12/125 spiral sargı donatısı bulunmaktadır.



Şekil 2.6a : Orta ayak alt uç kesiti

Şekil 2.6b'de kenar ayak kesiti görülmektedir. Tüm kenar ayaklar köprü boyuna doğrultusunda 3,25m, köprü enine doğrultusunda 1,2m olup ayakların net yükseklikleri **Tablo 2.2**'de verilmektedir. Kenar ayaklarda 40 ϕ 25 boyuna donatı, ϕ 16/200 etriye ve köprü enine doğrultusunda 10 ϕ 12/200 çiroz bulunmaktadır.



Şekil 2.6b : Kenar ayak kolon kesiti

Tablo 2.2 : Ayak boyutları

AYAK NO	B (m)	H (m)	D (m)	NET AYAK BOYU (m)
PA1-2-3-4-5	1,2	3,25	-	3,937
P1	-	-	3	10,489
P2	-	-	3	14,191
P3	-	-	3	20,393
P4	-	-	3	21,595
P5	-	-	3	26,797
P6	-	-	3	22,999
P7	-	-	3	19,201
P8	-	-	3	12,903
PB1-2-3-4-5	1,2	3,25	-	5,755

2.4.4. Temeller

Viyadük temelleri orta ayaklarda tekil, kenar ayaklarda ise sürekli olarak teşkil edilmiştir. **Tablo 2.3**'de verilen temel boyutları kenar ayaklarda aynı olup orta ayaklarda farklılık göstermektedir.

Tablo 2.3 : Temel boyutları

AYAK NO	TEMEL TİPİ	TEMEL ÖLÇÜLERİ (m)		
		Bx	By	H
PA1-2-3-4-5	Yüzeysel	20,68	7,5	2
P1	Yüzeysel	12,5	8	2,5
P2	Yüzeysel	12,5	8	2,5

P3	Yüzeysel	12,5	8	2,5
P4	Yüzeysel	12,5	10	2,5
P5	Yüzeysel	12,5	10	2,5
P6	Yüzeysel	12,5	10	2,5
P7	Yüzeysel	12,5	8	2,5
P8	Yüzeysel	12,5	8	2,5
PB1-2-3-4-5	Yüzeysel	20,68	7,5	2

B_x : Köprü boyuna doğrultusunda temel uzunluğu

B_y : Köprü enine doğrultusunda temel uzunluğu

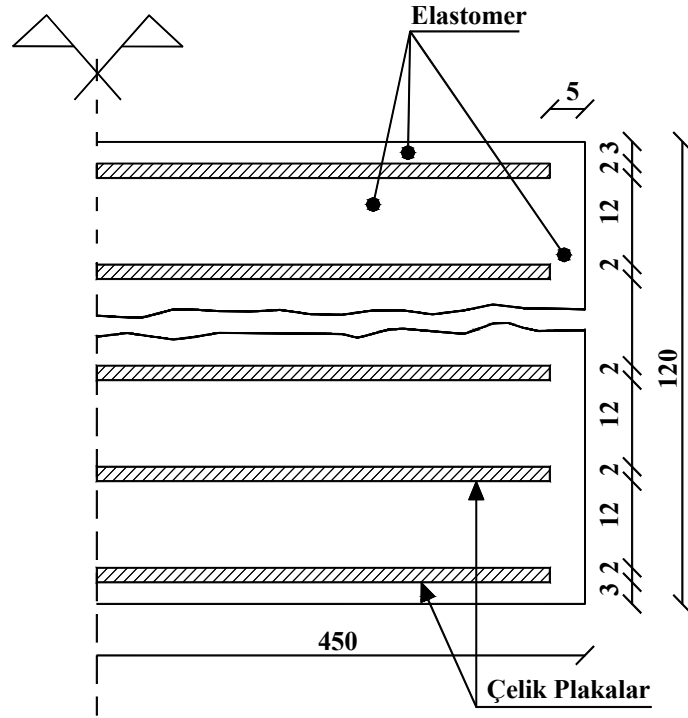
H : Temel kalınlığı

2.4.5. Elastomer mesnetler

Elastomer Sertlik Derecesi : 60 Shore 'A'

Kayma Modülü G : 130-200 psi (896,32kN/m²-1378,95kN/m²)

Elastomer mesnet özellikleri AASHTO tablo 14.6.5.2-1 den alınmıştır.



Şekil 2.7 : Elastomer mesnet tipik kesiti

Şekil 2.7’de elastomer mesnet tipik kesiti gösterilmektedir. Projelerde elastomer mesnetlerle ilgili yeterli bilgi bulunmadığından tüm akslarda elastomer mesnet kalınlıkları aynı alınarak hesaplara devam edilmiştir.

Tablo 2.4 : Elastomer mesnet boyutları

AKS NO	MESNET ÖLÇÜLERİ (mm)		
	b _x	b _y	h
A	450	450	120
1	450	450	120
2	450	450	120
3	450	450	120
4	450	450	120
5	450	450	120
6	450	450	120
7	450	450	120
8	450	450	120
B	450	450	120

b_x : Köprü boyuna doğrultusunda elastomer mesnet uzunluğu

b_y : Köprü enine doğrultusunda elastomer mesnet uzunluğu

h : Elastomer kalınlığı

K : Elastomer yatay rijitliği

G : Kayma modülü

h_{rt} : Net elastomer kalınlığı

A : Elastomer alanı

K_l : Elastomer düşey rijitliği

n : Toplam elastomer mesnet sayısı

E_c : Elastomer sıkışma elastisite modülü

t_{iç} : İç elastomer tabakası kalınlığı

S_o : Ortalama şekil faktörü

Elastomer yatay rijitliği **Denklem 2.2** kullanılarak hesaplanmıştır. Her bir öngerilmeli kiriş altında bulunan iki adet elastomer analiz modelinde tek bağlantı elemanı kullanılarak modellendiğinden **Denklem 2.2** ile hesaplanan elastomer yatay rijitliği iki ile çarpılarak hesaplarda dikkate alınmıştır.

$$K = G \times A / h_{rt} \quad (2.2)$$

$$h_{rt} = 12 \times 8 + 6 = 102 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{130 + 200}{2} \right) = 165 \text{ psi} \rightarrow 1137,64 \text{ kN / m}^2$$

$$A = 0,45^2 = 0,2025 \text{ m}^2$$

$$K = 1137,64 \times 0,2025 / 0,102 = 2258,55 \text{ kN / m}$$

$$2 \times 2258,55 = 4517,10 \text{ kN/m}$$

Elastomer düşey rijitliği **Denklem 2.5** ile hesaplanmış ve iki ile çarpılarak hesaplarda dikkate alınmıştır.

$$S_o = [(bx \times by)/(2 \times t_{ic} \times (bx + by))] \quad (2.3)$$

$$S_o = [(0,45 \times 0,45)/(2 \times 0,096 \times (0,45 + 0,45))] = 1,172$$

$$E_c = 6GS^2 \quad (2.4)$$

$$E_c = 6 \times 1137,64 \times 1,172^2 = 9375,86 \text{ kN/m}^2$$

$$K1 = nEA/h_{rt} \quad (2.5)$$

$$K1 = 2 \times 9275,86 \times 0,2025/0,102 = 37219,76 \text{ kN/m}$$

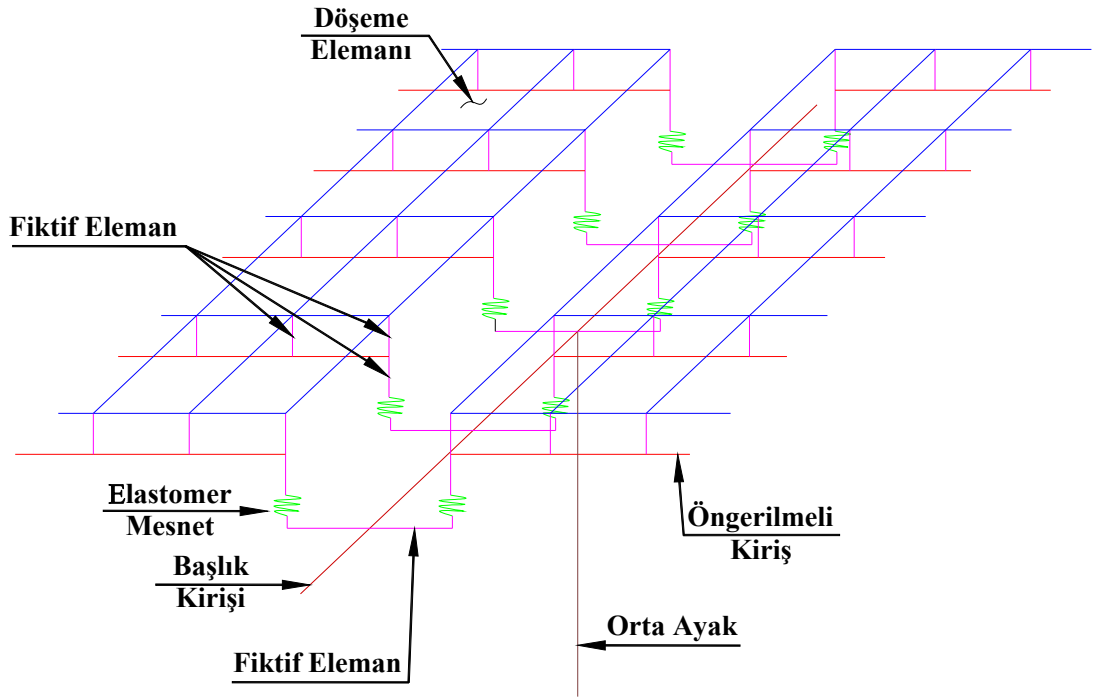
Tablo 2.5 : Elastomer mesnet rijitlikleri

AKS NO	ADET	MESNET NET YÜKSEKLİĞİ (h _{rt} , m)	KAYMA MODÜLÜ (G, kN/m ²)	ELASTOMER YATAY RİJİTLİĞİ (kN/m)	SIKIŞMA ELASTİSİTE MODÜLÜ (kN/m ²)	ELASTOMER DÜŞEY RİJİTLİĞİ (kN/m)
A	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
1	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
2	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
3	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
4	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
5	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
6	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
7	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
8	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76
B	2	0,102	1137,64	4517,10	9373,86	37219,76

2.5. Analiz Modelinin Oluşturulması

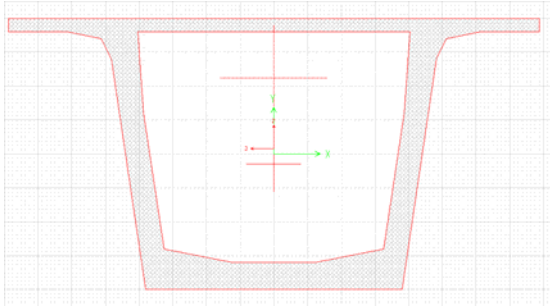
Öngerilmeli kirişler, başlık kirişleri ve ayaklar çubuk eleman, temeller ve köprü kaplaması plak eleman, elastomer mesnetler ise bağlantı elemanı olarak modellenmiştir. Öngerilmeli kirişler, üzerlerinde bulunan filigran ile birlikte modellenerek hesaplara katılmıştır.

Şekil 2.8'de genleşme derzli orta ayak model detayı görülmektedir. Genleşme derzli bulunan orta ayaklarda (P3 ve P6) analiz modelinde köprü üst yapısı devam ettirilmemiştir.

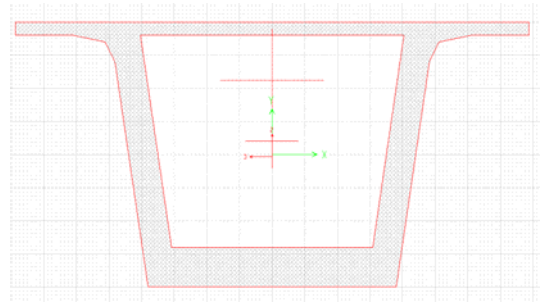


Şekil 2.8 : Genleşme derzli orta ayak model detayı

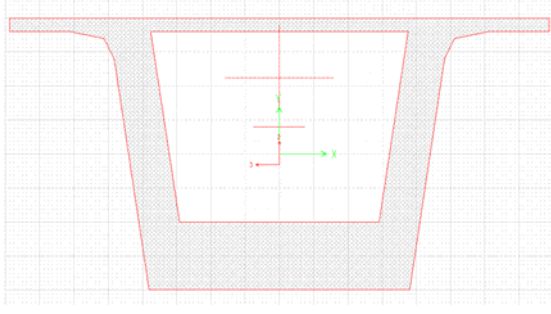
Şekil 2.9a-Şekil 2.9g Sap 2000 analiz programının kesit tasarım modülü kullanılarak oluşturulmuş ve bu kesitler çubuk elemanlara atanarak hesaplar yapılmıştır.



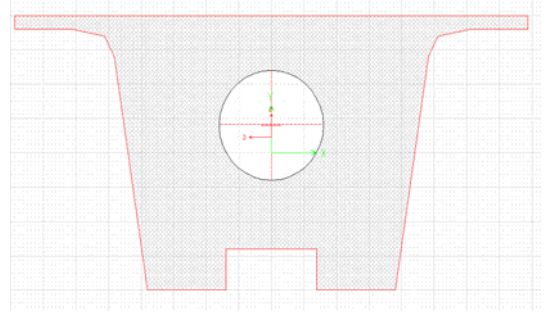
Şekil 2.9a : A-A kesiti



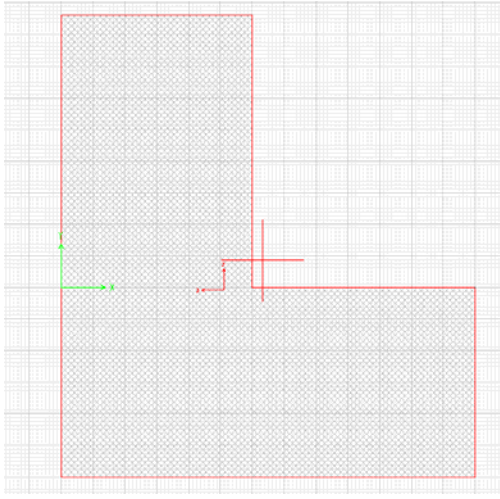
Şekil 2.9b : B-B kesiti



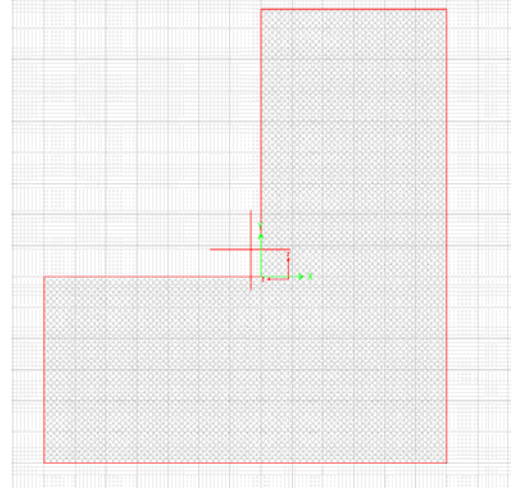
Şekil 2.9c : C-C kesiti



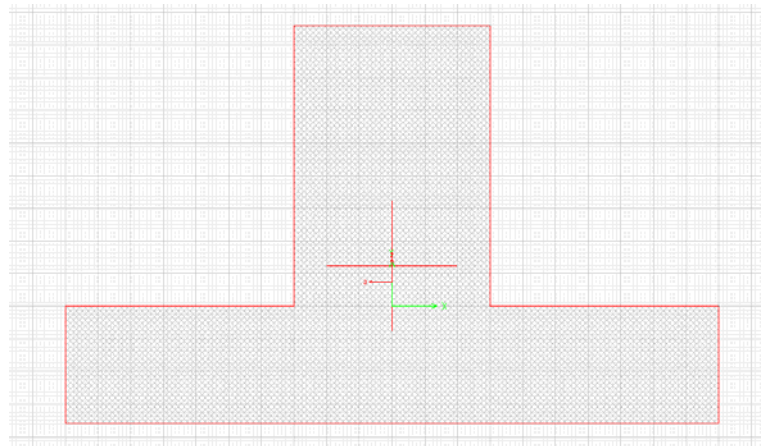
Şekil 2.9d : D-D kesiti



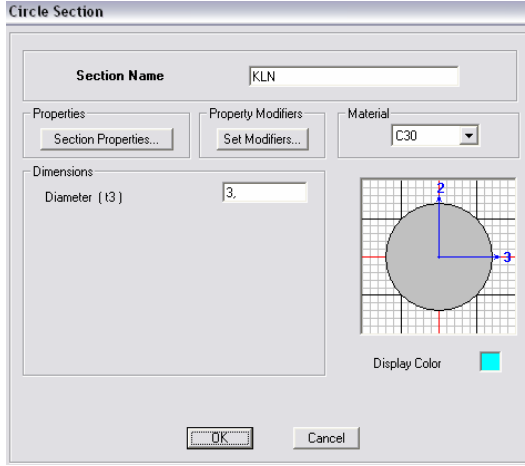
Şekil 2.9e : A-aksı başlık kirişi



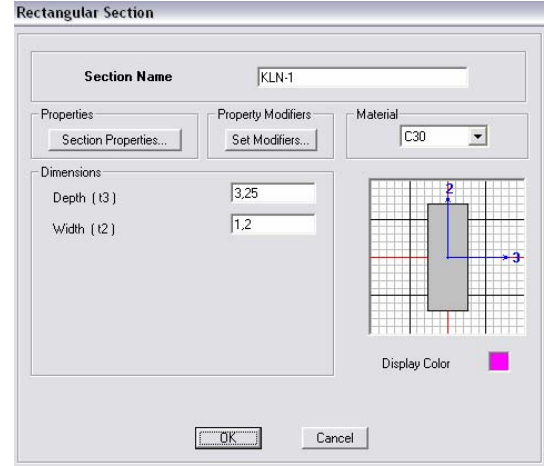
Şekil 2.9f : B-aksı başlık kirişi



Şekil 2.9g : Orta aks başlık kirişi



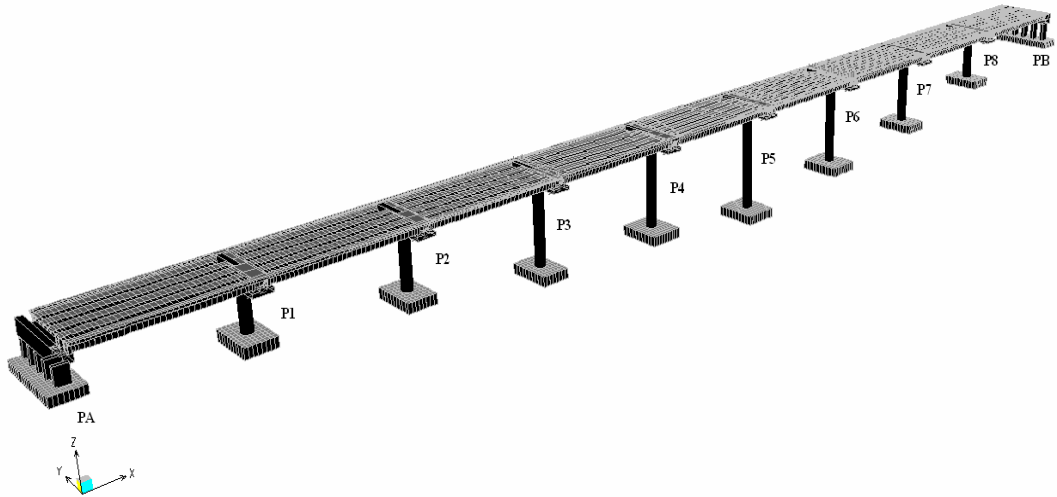
Şekil 2.9ı : Orta ayak kesiti



Şekil 2.9j : Kenar ayak kesiti

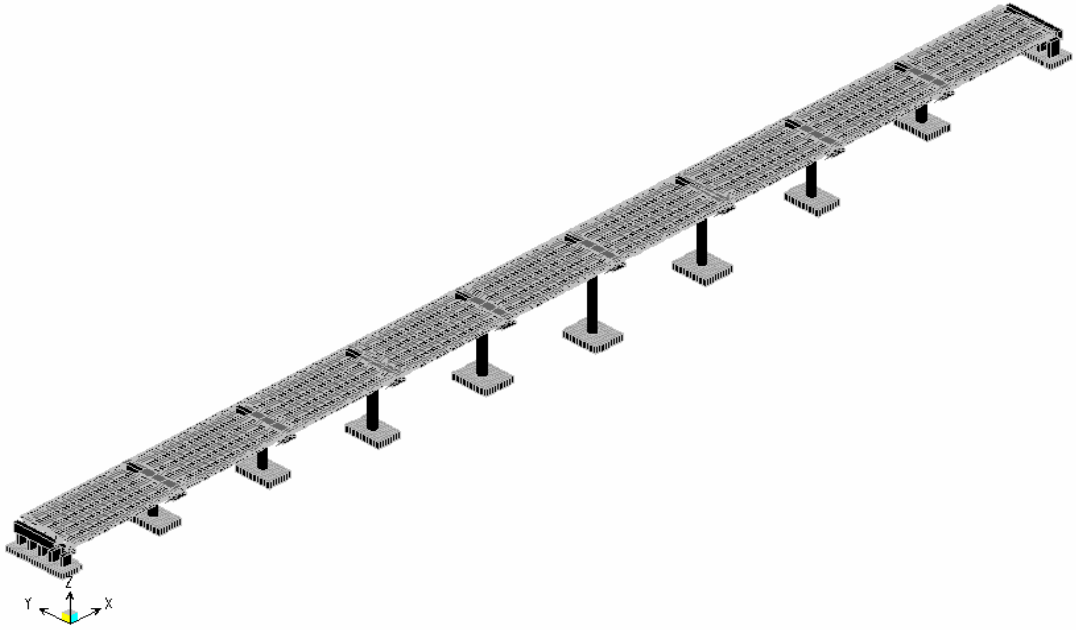
Öngerilmeli kirişler ve köprü kaplaması arasındaki bağlantı fiktif çubuklar vasıtası ile sağlanmıştır. Temellerde plak elemanlar anlamlı parçalara bölündükten sonra her bir düğüm noktasında doğrusal yaylar tanımlanarak, temel-zemin etkileşimi hesaplarda dikkate alınmıştır.

2.6. Analiz Modeli Görünüşleri



Şekil 2.10a : 3 boyutlu analiz modeli görünüşü

Şekil 2.10a’da verilen 3 boyutlu analiz modeli görünüşünde orta ayaklar P1 den P8 e kadar, kenar ayaklar ise sağ baştan başlayarak A aksında PA1-PA5 ve B aksında PB1-PB5 olarak isimlendirilmiştir.



Şekil 2.10b : Analiz modeli perspektif görünüşü

2.7. Modal Analiz Sonuçları

Yapı-zemin etkileşimi ihmal edilerek oluşturulmuş analiz modeline ait modal çözümleme sonuçları **Tablo 2.6**'da verilmektedir. Kenar ve orta ayaklar ile elastomer mesnet hesaplarında yapı-zemin etkileşiminin ihmal edildiği yapısal analiz modeli, temel elemanlarında zemin gerilmesi kontrolü yapılırken ise yapı-zemin etkileşiminin dikkate alındığı analiz modeli kullanılmıştır.

Tablo 2.6 : Modal kütle katılım oranları ve periyotları (AMTV)

Analiz Tipi	Modlar	Periyot (s)	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
MODAL	Mod 1	2,492274	8,659E-08	0,51548	8,659E-08	0,51548
MODAL	Mod 2	2,178401	0,51083	0,000003468	0,51083	0,51548
MODAL	Mod 3	2,071014	0,00001931	0,07235	0,51085	0,58783
MODAL	Mod 4	1,663381	0,12681	0,000002044	0,63766	0,58783
MODAL	Mod 5	1,535436	0,22065	0,000002925	0,85832	0,58783
MODAL	Mod 6	1,490878	9,756E-07	0,1556	0,85832	0,74343
MODAL	Mod 7	1,425288	0,000006434	0,06052	0,85832	0,80395
MODAL	Mod 8	0,768406	2,682E-10	0,02507	0,85832	0,82902
MODAL	Mod 9	0,736705	1,499E-09	0,00002376	0,85832	0,82905
MODAL	Mod 10	0,715229	1,329E-11	0,00127	0,85832	0,83032
MODAL	Mod 11	0,65801	2,422E-09	0,0004	0,85832	0,83072
MODAL	Mod 12	0,618223	0,00016	7,551E-07	0,85848	0,83072
MODAL	Mod 13	0,576902	0,0000647	0,00055	0,85855	0,83127
MODAL	Mod 14	0,56267	0,00129	0,00008183	0,85984	0,83135
MODAL	Mod 15	0,521714	0,00849	0,00002318	0,86834	0,83137
MODAL	Mod 16	0,474419	0,00057	0,01172	0,86891	0,8431

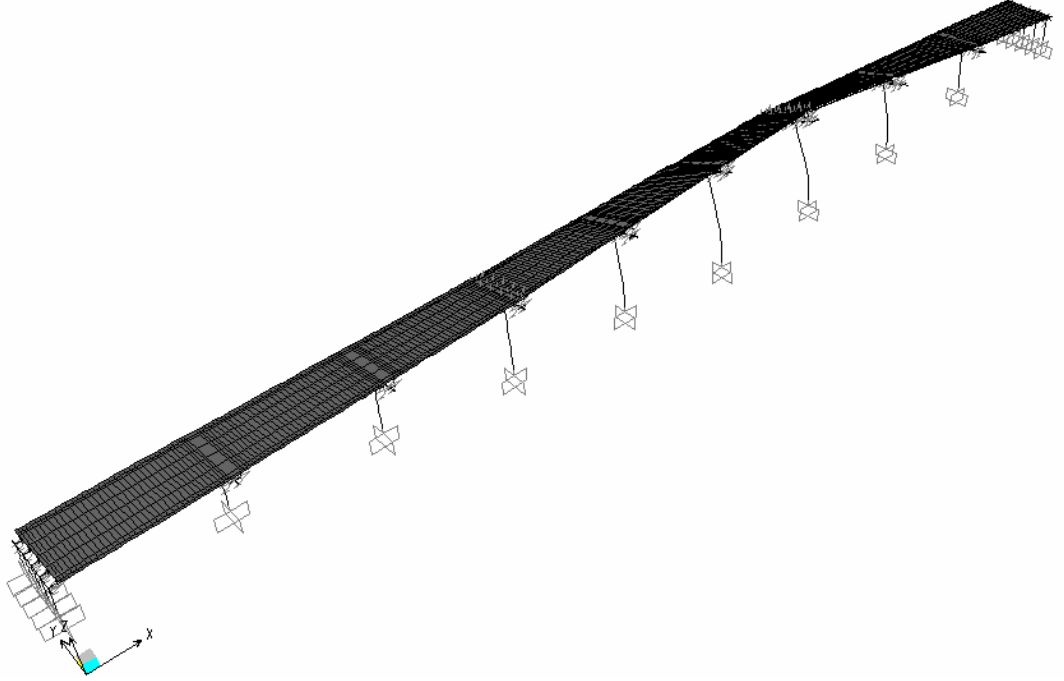
MODAL	Mod	17	0,462343	0,00084	0,00993	0,86975	0,85303
MODAL	Mod	18	0,400613	0,00068	0,00846	0,87043	0,86149
MODAL	Mod	19	0,375659	0,01481	0,00048	0,88524	0,86197
MODAL	Mod	20	0,314641	0,00076	0,01434	0,886	0,87632
MODAL	Mod	21	0,29525	0,01271	0,00062	0,89871	0,87694
MODAL	Mod	22	0,210883	0,00005675	0,01381	0,89876	0,89075
MODAL	Mod	23	0,128304	0,00378	0,00467	0,90254	0,89542
MODAL	Mod	24	0,101568	0,00094	0,05873	0,90348	0,95415
MODAL	Mod	25	0,069519	0,05744	0,00042	0,96091	0,95457

Yapı-zemin etkileşimi göz önüne alınarak oluşturulmuş analiz modeline ait modal çözümleme sonuçları ilk iki mod için **Tablo 2.7**'de verilmektedir.

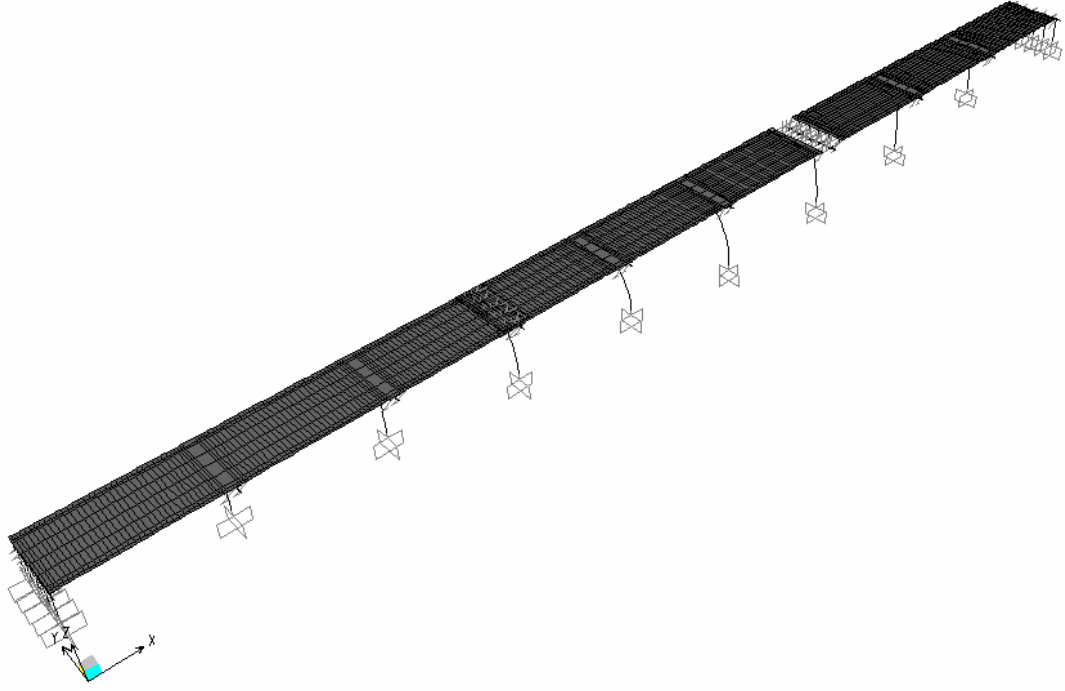
Tablo 2.7 : Modal kütle katılım oranları ve periyotları (AMTY)

Analiz Tipi	Modlar	Periyot (s)	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
MODAL	Mod 1	2,638435	8,012E-08	0,52886	8,012E-08	0,52886
MODAL	Mod 2	2,316178	0,55914	0,00000275	0,55914	0,52886

2.8. Analiz Mod Şekilleri



Şekil 2.11a : 1. mod şekli ($T_y=2,492s$)



Şekil 2.11b : 2. mod şekli ($T_x=2,178s$)

3. TASARIM DEPREMİ ETKİLERİ ALTINDA İNCELEME

Mevcut viyadük elastik deprem yükleri altında incelenirken TDY 2007 ve AASTHO 2002'ye göre iki farklı tasarım depremi davranış spektrumu tanımlanmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

3.1. Davranış Spektrumlarının Tanımlanması

3.1.1. TDY 2007'ye göre davranış spektrumunun tanımlanması

Hesaplarda kullanılan etkin yer ivmesi katsayısı **Tablo 3.1**'den, spektrum karakteristik periyotları ise **Tablo 3.2**'den alınmıştır.

Tablo 3.1 : Etkin yer ivmesi katsayısı

DEPREM BÖLGESİ	A_0
1	0,40
2	0,30
3	0,20
4	0,10

Tablo 3.2 : Spektrum karakteristik periyotları (T_A, T_B)

YEREL ZEMİN SINIFI	T_A (s)	T_B (s)
Z1	0,10	0,3
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90

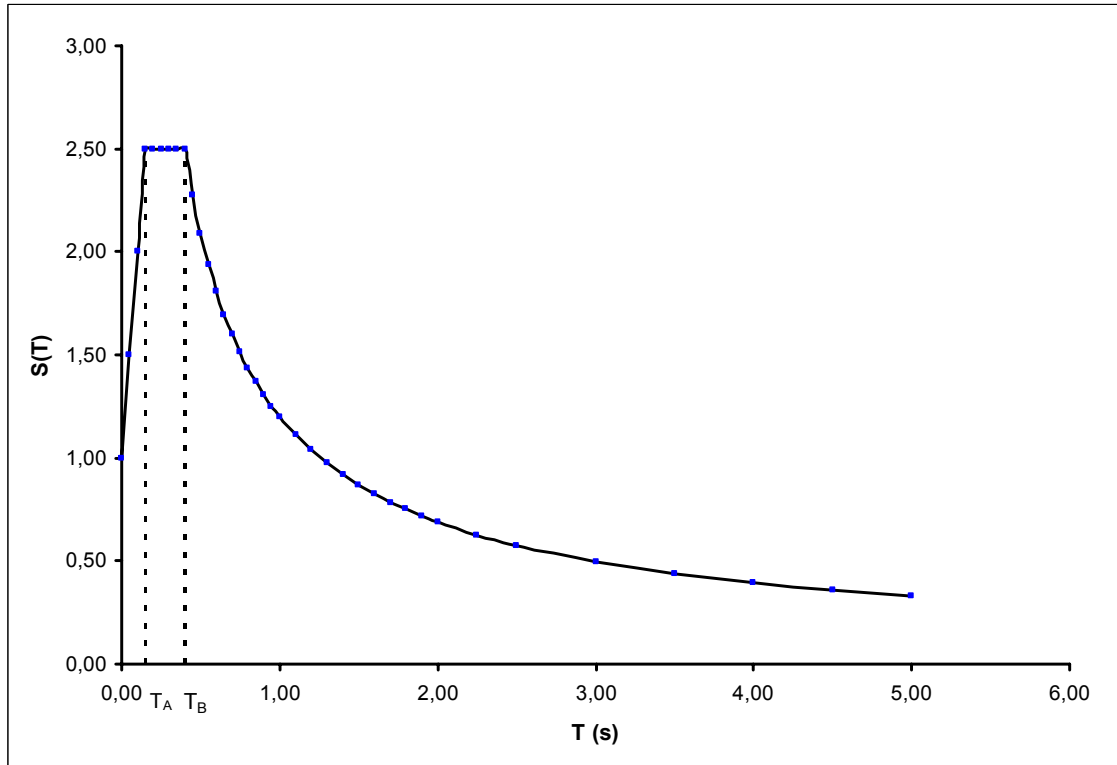
Yapı Önem Katsayısı $I : 1,5$

$$S(T) = 1 + 1,5 \times \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (3.1a)$$

$$S(T) = 2,5 \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (3.1b)$$

$$S(T) = 2,5 \times \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0,8} \quad (T_B < T) \quad (3.1c)$$

Şekil 3.1'de TDY'07 davranış spektrumu oluşturulurken yapı ve yerel zemin sınıfına bağlı spektrum karakteristik periyotları dikkate alınmış ve **Denklem 3.1a-Denklem 3.1c** kullanılmıştır.



Şekil 3.1 : TDY'07 davranış spektrumu

Analiz programında davranış spektrumuna ait ölçek çarpanı olarak 5,886 değeri girilmiştir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,10A_0IW \quad (3.2)$$

$$A(T) = A_0IS(T) \quad (3.3)$$

$$A_0Ig = 0,40 \times 1,5 \times 9,81 = 5,886$$

Hesaplanan ölçek çarpanı hem köprü enine hem de köprü boyuna doğrultusunda kullanılmıştır.

Analysis Case Data - Response Spectrum

Analysis Case Name: SPECX [Set Def Name] [Modify/Show...]

Analysis Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: ☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC ☐ 10 Pct ☐ Dbl Sum

GMC I1: [] GMC I2: []

Modal Analysis Case: Use Modes from this Modal Analysis Case: MODAL

Directional Combination: ☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)

ABS Scale Factor: []

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0, [Override Eccentricities] [Override...]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	TDY_TASAF	5,886
Accel	U1	TDY_TASARIM	5,886

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Şekil 3.2 : Ölçek çarpanı (TDY 2007)

3.1.2. AASHTO 2002'ye göre davranış spektrumunun tanımlanması

a) Köprü önem sınıflaması

Köprülerin toplumsal fayda, sosyal, güvenlik ve savunma gibi faktörleri idarelerce dikkate alınarak, önemli köprüler (I) ve diğer köprüler (II) şeklinde belirlenen gruplara göre önem sınıflandırılması yapılacaktır.

Hesaba esas önem sınıflaması : I

b) Deprem davranış kategorisi

Her köprü, ivme katsayısı (A) ile önem sınıflaması (ÖS) değerlerine bağlı olarak **Tablo 3.3**'de A, B, C ve D ile gösterilen dört DDK'dan birine göre sınıflandırılacak ve minimum hesap ve tasarım gereklilikleri belirlenen bu DDK'ya bağlı olarak düzenlenecektir. Hesaplarda ivme katsayısı 0,40 olarak alınmıştır.

Tablo 3.3 : Deprem davranış kategorisi

İVME KATSAYISI	ÖNEM SINIFLAMASI (ÖS)	
A	I	II
$A \leq 0,09$	A	A
$0,09 < A \leq 0,10$	B	B
$0,19 < A \leq 0,29$	C	C
$0,29 < A$	D	C

c) Zemin etkisi

Zemin sınıfı –I:

1- Doğada şist veya kristal halinde bulunan herhangi özellikteki kayaç (böyle bir malzeme 760 m/s den büyük bir makaslama dalga hızıyla veya başka uygun sınıflandırma yoluyla karakterize edilebilir).

2- Zemin derinliği 60 m den az olan ve baskın kayası kararlı kum, çakıl veya sıkı kil tabakalı bir profildir.

Zemin sınıfı -II: Zemin derinliği 60 m yi aşan, zemin tipi baskın kayası kararlı kum, çakıl, sıkı kil tabakaları olan sıkı killi veya derin kohezyonsuz koşullara sahip bir profildir.

Zemin sınıfı -III: Kum karışmamış veya diğer kohezyonsuz zemin tabakalarına sahip olan veya olmayan, 9 m veya daha fazla, yumuşak orta sıkı killere kadar olan killerle karakterize edilen yumuşak, orta sıkı killere ve kumlara sahip bir profildir.

Zemin sınıfı –IV: Yumuşak killi veya 12 m den daha büyük derinlikte siltlere sahip bir profildir. Bu malzemeler 150 m/s den az bir makaslama dalga hızı ile karakterize edilebilir ve gevşek doğal tabakaları veya sentetik, işlenmemiş dolgu malzemesini içerebilir.

Hesaba esas zemin profil tipi II olarak alınmıştır.

Zemin şartlarının köprü davranışına etkisini yansıtacak olan Zemin Etki Katsayısı S, **Tablo 3.4**'den alınmıştır.

Tablo 3.4 : Zemin etki katsayısı

ZEMİN PROFİL TİPİ	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

Açıklık sayısı birden fazla olan köprüler için uygulanması gereken hesap yöntemi **Tablo 3.5**'de verilmiştir.

Tablo 3.5 : Hesap yönteminin seçimi

DEPREM DAVRANIŞ KATAGORİSİ	DÜZENLİ KÖPRÜLER 2-6 AÇIKLIKLI	DÜZENLİ OLMAYAN KÖPRÜLER 2 VEYA DAHA ÇOK AÇIKLIKLI
A	Hesap Gerekli Değil	Hesap Gerekli Değil
B,C,D	Yöntem 1 veya Yöntem 2	Yöntem 3 veya gerektiğinde Yöntem 4
Düzenli köprüler, açıklık boyunca kütle, rijitlik ve geometrisinde ani ve anormal değişiklikler olmayan, (kenar ayak hariç) ve Tablo 3.6'daki şartları sağlayan köprülerdir.		
Düzenli köprüler dışında kalan köprüler düzenli olmayan köprülerdir.		
Düzenli köprünün tanımı Tablo 3.6'da verilmiştir.		

Tablo 3.6 : Düzenli köprü şartları

PARAMETRE	DEĞER				
Açıklık Sayısı	2	3	4	5	6
En Büyük Merkez Açısı (Kurbtaki Köprüler)	90°	90°	90°	90°	90°
Açıklıktan Açıklığa En Büyük Açıklık Boyu Oranı	3	2	2	1,5	1,5
Açıklıktan Açıklığa En Büyük Orta Ayak Rijitliği Oranı (Kenar Ayaklar Hariç)	-	4	4	3	2

Tablo 3.5'de DDK, köprü açıklık sayısı ve köprünün düzenli olup olmamasına bağlı olarak belirlenecek hesap yöntemi köprü tasarımında uygulanabilecek basit hesap yöntemidir. Tasarımcı isterse daha farklı bir yöntem uygulayabilir. Tasarım yöntemleri basitten karmaşığa doğru aşağıdaki şekilde sıralanabilir:

- Eşdeğer Statik Deprem Yöntemi
- Tek Modlu Spektral Yöntemi
- Çok Modlu Spektral Yöntemi
- Zaman Tanım Alanı Yöntemi

Köprü hesap yöntemi olarak Çok Modlu Spektral Yöntem seçilmiştir.

d) Deprem elastik tepki katsayısı

Deprem etkilerinin elastik hesabında kullanılacak deprem yükünü tanımlayan deprem tepki katsayısıdır. Tepki spektrumu hem yerel depremi hem de bölge zemin koşullarını içerir. Elastik deprem kuvvetlerinin hesabında köprünün düzenli olup olmaması (açıklık sayısına, geometrik karmaşıklığa) ve DDK'ya bağlı olarak elastik deprem tepki katsayısı C_s üç yolla bulunur.

i) Tek modlu hesaplamada elastik deprem tepki katsayısı

$$C_s = \frac{1,2AS}{T^{2/3}} \quad (3.4)$$

A : Yer ivme katsayısı

S : Bölge zemin etki katsayısı (**Tablo 3.4**'den alınacaktır.)

T : Köprü hakim periyodu

ii) Çok modlu hesaplamada elastik deprem tepki katsayısı

$$C_s = \frac{1,2AS}{T_m^{2/3}} \quad (3.5)$$

T_m : Köprü salınımının m'inci modundaki periyodu

C_s veya C_{sm} değerinin $2,5A$ 'dan büyük alınmasına gerek yoktur. Zemin profil tipi 3 veya 4 için $A \geq 0,30$ olan bölgelerde ise C_s veya C_{sm} değerinin $2,0A$ 'yı aşmasına gerek yoktur.

Zemin profil tipi 3 veya 4 olan bölgelerde çok modlu analizlerde hakim periyottan başka ve 0,30 saniyeden küçük diğer periyotlar için C_{sm} değeri

$$C_{sm} = A (0,8 + 4,0 T_m) \quad (3.6)$$

formülü ile hesaplanabilir.

$T_m > 4,0$ saniye olan yapılar için ise bu periyoda karşılık gelen C_{sm} değeri

$$C_s = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad (3.7)$$

formülü ile hesaplanabilir.

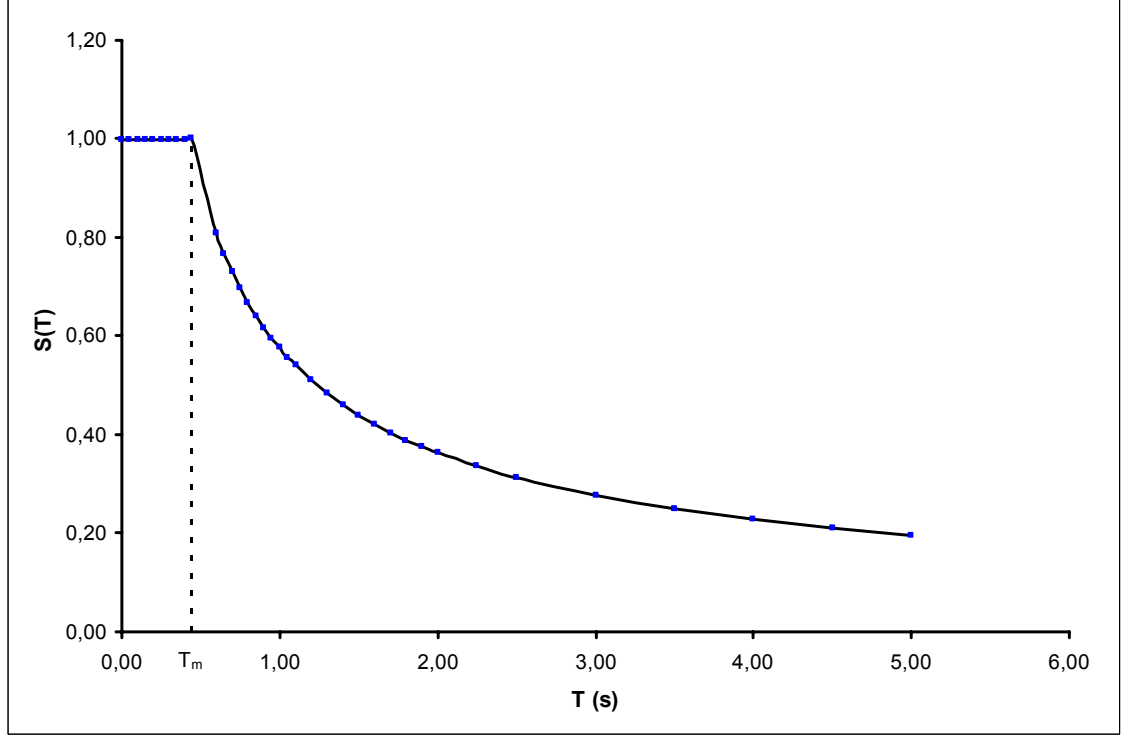
iii) Zaman tanım alanı yöntemi

Bu yöntemde farklı deprem özellikleri ve benzer zeminler için geçerli en az beş deprem kaydı esas alınacak ve birbirine dik iki eksenle yerel koşullara uygun şekilde ayarlanarak uygulanacaktır.

Elastik deprem tepki katsayısı C_s **Denklem 3.5** kullanılarak hesaplanmıştır.

$$C_s = \frac{1,2AS}{T_m^{2/3}} \longrightarrow C_s = \frac{1,2 \times 0,40 \times 1,2}{T_m^{2/3}} \leq 2,5 \times 0,4$$

$$C_s \leq 1, T_m \geq 0,437 \text{ s}$$



Şekil 3.3 : AASTHO'02 davranış spektrumu

Analysis Case Data - Response Spectrum

Analysis Case Name: Set Def Name

Notes:

Analysis Case Type:

Modal Combination: ☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC ☐ 10 Pct ☐ Dbl Sum

GMC f1: GMC f2:

Modal Analysis Case: Use Modes from this Modal Analysis Case:

Directional Combination: ☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)

ABS Scale Factor:

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: Override Eccentricities:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	AASHTO	9.81
Accel	U1	AASHTO	9.81

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping:

Şekil 3.4 : Ölçek çarpanı (AASTHO 2002)

Analiz programında davranış spektrumuna ait ölçek çarpanı olarak 9,81 değeri girilmiştir. Hesaplanan ölçek çarpanı hem köprü enine hem de köprü boyuna doğrultusunda kullanılmıştır.

Davranış katsayısı R ;

- Orta ayaklarda her iki doğrultuda ve kenar ayaklarda boyuna doğrultuda eğilme hesabı için 3,
- Kenar ayaklarda köprü enine doğrultusunda eğilme hesabı için 5,
- Eksenel ve kesme kuvvetleri ile elastomer mesnet ve temel hesapları için 1 alınmıştır (AASHTO Division IA-Seismic Design).

3.2. Viyadük Ayaklarında Eğilme Hesabı

Hesaplar P6 orta ayağı ve PA1 kenar ayağı için hem TDY 2007 hem de AASTHO 2002'ye göre tanımlanan tasarım deprem spektrumları esas alınarak yapılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Ayak kesitleri XTRACT programında modellenerek bu kesitlere ait karşılıklı etkileşim (P-M) diyagramları elde edilmiştir. Hesaplanan ayak tasarım iç kuvvetlerinin, elde edilen karşılıklı etkileşim diyagramlarının içinde kalıp kalmadığı kontrol edilerek ayak kapasitelerinin bu etkiler altında yeterli olup olmadığı hakkında fikir sahibi olunmuştur.

Eğilme hesaplarında kullanılan denklemler aşağıda verilmiştir.

$$\beta_d = \frac{M_{DL}}{M_T} \quad (3.8)$$

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \quad (\text{eğilme rijitliği}) \quad (3.9)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(k \times l_u)^2} \quad (\text{kritik burkulma yükü}) \quad (3.10)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \times P_c}} \quad (\text{moment büyütme katsayısı}) \quad (3.11)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \times \sum P_c}} \quad (\text{moment büyütme katsayısı}) \quad (3.12)$$

$$M_c = \delta_b M_b + \delta_s M_s \quad (3.13)$$

Ayakların yanal ötelenmesi önlenmemiş olduğu için yapılan hesaplarda $C_m = 1,0$ (burkulmada moment katsayısı) alınmıştır.

Hesap hacminin fazlalığı nedeni ile sadece P6 orta ayağı için TDY 2007 deprem spektrumundan elde edilen kesit tesirlerine göre yapılan hesap gösterilmiştir. Diğer ayaklar için de benzer hesap adımları izlenmiştir.

KOMB1 için alt uç kesit tesirleri ;

$$P_u = -26068,57 \text{ kN (basınç)}$$

$$V_{2u} = 7142,38 \text{ kN}$$

$$V_{3u} = 3955,48 \text{ kN}$$

$$M_{2u} = 25334,01 \text{ kNm}$$

$$M_{3u} = 47957 \text{ kNm}$$

$$l_u = 23\text{m (ayak net boyu)}$$

$$\phi = 0,654 \text{ (dayanım azaltma faktörü)}$$

$$\frac{P_u}{A_g} > 0,20f'_c \text{ için } \phi = 0,5,$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0 \text{ için } \phi = 0,9,$$

$$0,20f'_c < \frac{P_u}{A_g} < 0 \text{ arasında } \phi \text{ değeri enterpolasyon yapılarak bulunabilir.}$$

$$A_g = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 3000^2}{4} = 7068583,471 \text{ mm}^2 \text{ (ayak kesit alanı)}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{26068,57 \times 10^3}{7068583,471} = 3,688 \text{ MPa}$$

$$0,20f'_c = 0,20 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$6 \text{ MPa} > 3,688 \text{ MPa} \rightarrow \frac{0,9 - 0,5}{0,9 - \phi} = \frac{0 - 6}{0 - 3,688}$$

$$\frac{0,4}{0,9 - \phi} = \frac{6}{3,688} \rightarrow \phi = 0,652$$

$$E_c = 3250\sqrt{f_{ck}} + 140000 \text{ (MPa) (beton elastisite modülü)}$$

$$E_c = 3250 \times \sqrt{30} + 140000 = 31800 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{\pi \times r^4}{4} = \frac{\pi \times 1500^4}{4} = 3,976 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \text{ (ayak kesiti atalet momenti)}$$

$$\frac{k \times l_u}{r} > 22 \rightarrow \frac{2,00 \times 23}{0,75} = 61,33 > 22$$

Her iki doğrultuda $\frac{k \times l_u}{r} > 22$ olduğundan ayak hesaplarında narinlik etkisi göz önüne alınacaktır.

a) Burkulma hesabı

$k = 2,00$ (etkili uzunluk faktörü)

$$\beta_d = \frac{1016,63}{54237,31} = 0,0187$$

$$EI = \frac{\frac{318 \times 10^5 \times 3,976}{2,5}}{1 + 0,0187} = 49619216 \text{ kNm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 49619216}{(2,00 \times 23)^2} = 231224,15 \text{ kN}$$

$$\delta_b = \frac{1}{1 - \frac{26068,57}{(0,654 \times 231224,15)}} = \frac{1}{0,828} = 1,208 > 1,0$$

$$\sum P_u = -205840,27 \text{ kN (basınç)}$$

$$\sum P_c = 3698600,08 \text{ kN}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{205840,27}{(0,654 \times 3698600,08)}} = \frac{1}{0,915} = 1,093 > 1,0$$

$$M_c = 1,208 \times 1016,63 + 1,093 \times 54237,31 = 60509,22 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{60509,22}{0,654} = 92502,40 \text{ kNm}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{26068,57}{0,654} = 39860,20 \text{ kN}$$

BASINÇ ÇUBUĞU BURKULMA BOYU KATSAYISI, K						
BASINÇ ÇUBUĞUNUN BURKULMA ŞEKLİ	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
TEORİK BURKULMA BOYU	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
TAVSİYE EDİLEN BURKULMA BOYU	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
BİLGİ	 DÖNME VE ÖTELEME ÖNLENMİŞ  DÖNME SERBEST, ÖTELEME ÖNLENMİŞ  DÖNME ÖNLENMİŞ, ÖTELEME SERBEST  DÖNME VE ÖTELEME SERBEST					

Şekil 3.5 : Burkulma boyu katsayısı (AASHTO Tablo C-1)

P6 orta ayağı için yapılan hesaplarda kullanılan değerler **Tablo 3.7-Tablo 3.10**'da verilmiştir.

Tablo 3.7 : P6 ayağı iç kuvvet değerleri (TDY 2007)

KOMBİNASYON	KESİT	P_u	V_{2u}	V_{3u}	M_{2u}	M_{3u}
	m	kN	kN	kN	kNm	kNm
ÖLÜ_YÜKLER	1,25	-26653,03	-0,98	0,42	1016,35	-23,56
ÖLÜ_YÜKLER	24,25	-22588,78	-0,98	0,42	1006,68	-1,06
SPECX_TDY	1,25	547,77	6663,96	694,43	1796,33	143045,35
SPECX_TDY	24,25	547,72	5934,77	75,01	701,60	6449,31
SPECY_TDY	1,25	122,27	1598,00	10868,76	237188,83	2987,71
SPECY_TDY	24,25	122,24	47,63	9498,34	30700,99	51,76
KOMB1	1,25	-26068,57	7142,38	3955,48	25334,01	47957,00
KOMB1	24,25	-22004	5948	2925	4311	2154
KOMB2	1,25	-27164	-6186	2567	24136	-47407
KOMB2	24,25	-23100	-5921	2775	3843	-2146
KOMB3	1,25	-26142	6184	-2566	-22104	47359
KOMB3	24,25	-22078	5919	-2774	-1830	2144
KOMB4	1,25	-27237	-7144	-3955	-23301	-48004
KOMB4	24,25	-23173	-5950	-2924	-2297	-2156
KOMB5	1,25	-26366	3596	11078	80259	15277
KOMB5	24,25	-22302	1827	9521	11311	661
KOMB6	1,25	-26611	400	-10660	-77867	13285
KOMB6	24,25	-22547	1732	-9475	-9157	627
KOMB7	1,25	-26695	-402	10661	79900	-13332
KOMB7	24,25	-22631	-1734	9476	11170	-629
KOMB8	1,25	-26940	-3598	-11077	-78226	-15324
KOMB8	24,25	-22875	-1829	-9520	-9297	-663

Tablo 3.8 : P6 ayağı burkulma boyu kontrolü (TDY 2007)

KOMBİNASYON	Ayak Boyu (l_u)	Etkili Uzunluk Faktörü k	β_d (M_{DL}/M_T)	$k \cdot l_u / r > 22$
	m			
KOMB1	23,00	2,00	0,0187	61,33
KOMB1	23,00	2,00	0,21	61,33
KOMB2	23,00	2,00	0,02	61,33
KOMB2	23,00	2,00	0,23	61,33
KOMB3	23,00	2,00	0,02	61,33
KOMB3	23,00	2,00	0,36	61,33
KOMB4	23,00	2,00	0,02	61,33
KOMB4	23,00	2,00	0,32	61,33
KOMB5	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB5	23,00	2,00	0,09	61,33
KOMB6	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB6	23,00	2,00	0,11	61,33
KOMB7	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB7	23,00	2,00	0,09	61,33
KOMB8	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB8	23,00	2,00	0,11	61,33

Tablo 3.9 : P6 ayağı moment büyütme katsayıları (TDY 2007)

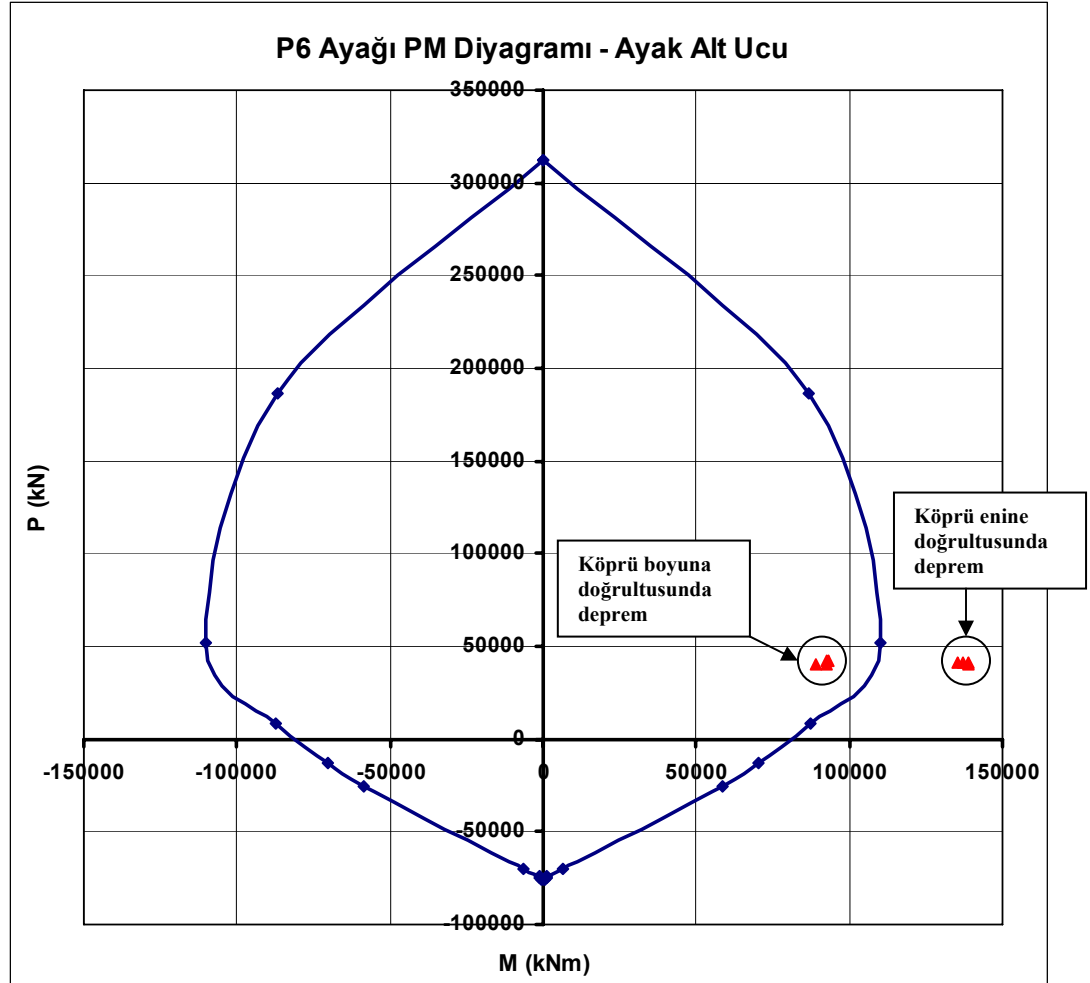
KOMBİNASYON	EI	P _c	ϕ	δ_b	δ_s
	kN/m ²	kN			
KOMB1	49619216,43	231224,15	0,654	1,208	1,093
KOMB1	41814051	194852	0,692	1,195	1,089
KOMB2	49601374	231141	0,644	1,223	1,098
KOMB2	41139750	191710	0,682	1,215	1,095
KOMB3	49584765	231064	0,653	1,209	1,094
KOMB3	37244925	173560	0,692	1,225	1,099
KOMB4	49604220	231154	0,643	1,224	1,098
KOMB4	38308662	178517	0,681	1,235	1,101
KOMB5	49928006	232663	0,651	1,211	1,094
KOMB5	46424367	216336	0,690	1,176	1,082
KOMB6	49906979	232565	0,649	1,214	1,096
KOMB6	45552977	212276	0,687	1,183	1,085
KOMB7	49922737	232639	0,648	1,215	1,096
KOMB7	46376353	216112	0,687	1,180	1,083
KOMB8	49912715	232592	0,646	1,218	1,097
KOMB8	45621933	212597	0,684	1,187	1,086

Tablo 3.10 : P6 ayağı tasarım kuvvetleri (TDY 2007)

KOMBİNASYON	KESİT	P _n	V _{du}	M _c	M _n
	m	kN	kN	kNm	kNm
KOMB1	1,25	-39851,87	8164,52	60509,22	92502,40
KOMB1	24,25	-31777	6628	6451	9316
KOMB2	1,25	-42193	6697	59632	92625
KOMB2	24,25	-33864	6539	6044	8860
KOMB3	1,25	-40006	6695	58380	89343
KOMB3	24,25	-31915	6537	4330	6259

KOMB4	1,25	-42353	8166	59829	93031
KOMB4	24,25	-34006	6630	4713	6916
KOMB5	1,25	-40481	11647	90627	139142
KOMB5	24,25	-32338	9695	13439	19487
KOMB6	1,25	-41002	10668	87790	135266
KOMB6	24,25	-32802	9632	11150	16221
KOMB7	1,25	-41182	10668	89989	138823
KOMB7	24,25	-32963	9634	13306	19380
KOMB8	1,25	-41707	11646	88681	137295
KOMB8	24,25	-33431	9695	11318	16541

Şekil 3.6'da P6 orta ayağı alt ucu için KOMB1 den alınan kesit tesirleriyle yapılan hesaplarda elde edilen P_n - M_n değerlerinin kolon karşılıklı etkileşim diyagramı içinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiş ve bu değerler için P6 orta ayağının eğilme kapasitesinin yeterli olduğu görülmüştür. Diğer kombinasyonlardan elde edilen kesit tesirleri incelendiğinde P6 orta ayağının eğilme kapasitesinin TDY 2007 tasarım depremi etkileri altında köprü enine doğrultusundaki depremde yetersiz olduğu, köprü boyuna doğrultusundaki depremde ise yeterli olduğu görülmüştür.



Şekil 3.6 : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (TDY 2007)

Benzer hesaplar P6 orta ayağı alt ucu için AASHTO 2002 tasarım depreminden elde edilen değerler için yapılmış ve sonuçlar **Tablo3.11-Tablo3.14**'de verilmiştir.

Tablo 3.11 : P6 ayağı iç kuvvet değerleri (AASHTO 2002)

KOMBİNASYON	KESİT	P _u	V _{2u}	V _{3u}	M _{2u}	M _{3u}
	m	kN	kN	kN	kNm	kNm
ÖLÜ_YÜKLER	1,25	-26653,03	-0,98	0,42	1016,35	-23,56
ÖLÜ_YÜKLER	24,25	-22588,78	-0,98	0,42	1006,68	-1,06
SPECX_AASTHO	1,25	471,652	5970,95	528,427	1316,378	126643
SPECX_AASTHO	24,25	471,617	5254,03	52,665	483,28	5709,558
SPECY_AASTHO	1,25	85,148	1153,02	9300,88	211091,2	2146,436
SPECY_AASTHO	24,25	85,128	35,255	8420,97	25362,93	38,3114
KOMB1	1,25	-26156	6316	3319	22564	42405
KOMB1	24,25	-22092	5264	2579	3704	1906
KOMB2	1,25	-27099	-5626	2262	21687	-42023
KOMB2	24,25	-23035	-5244	2474	3382	-1900
KOMB3	1,25	-26207	5624	-2261	-19654	41976
KOMB3	24,25	-22143	5242	-2473	-1369	1898
KOMB4	1,25	-27150	-6318	-3318	-20532	-42453
KOMB4	24,25	-23086	-5266	-2579	-1691	-1908
KOMB5	1,25	-26426	2943	9460	71512	13356
KOMB5	24,25	-22362	1610	8437	9509	583
KOMB6	1,25	-26597	637	-9142	-69216	11925
KOMB6	24,25	-22532	1540	-8405	-7399	557
KOMB7	1,25	-26709	-639	9143	71248	-11972
KOMB7	24,25	-22645	-1542	8406	9413	-559
KOMB8	1,25	-26880	-2945	-9459	-69479	-13403
KOMB8	24,25	-22815	-1612	-8436	-7496	-585

Tablo 3.12 : P6 ayağı burkulma boyu kontrolü (AASHTO 2002)

KOMBİNASYON	Ayak Boyu (l _u)	Etkili Uzunluk Faktörü k	β_d (M _{DL} /M _T)	k* $l_u/r > 22$
	m			
KOMB1	23,00	2,00	0,02	61,33
KOMB1	23,00	2,00	0,24	61,33
KOMB2	23,00	2,00	0,02	61,33
KOMB2	23,00	2,00	0,26	61,33
KOMB3	23,00	2,00	0,02	61,33
KOMB3	23,00	2,00	0,43	61,33
KOMB4	23,00	2,00	0,02	61,33
KOMB4	23,00	2,00	0,39	61,33
KOMB5	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB5	23,00	2,00	0,11	61,33
KOMB6	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB6	23,00	2,00	0,14	61,33
KOMB7	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB7	23,00	2,00	0,11	61,33
KOMB8	23,00	2,00	0,01	61,33
KOMB8	23,00	2,00	0,13	61,33

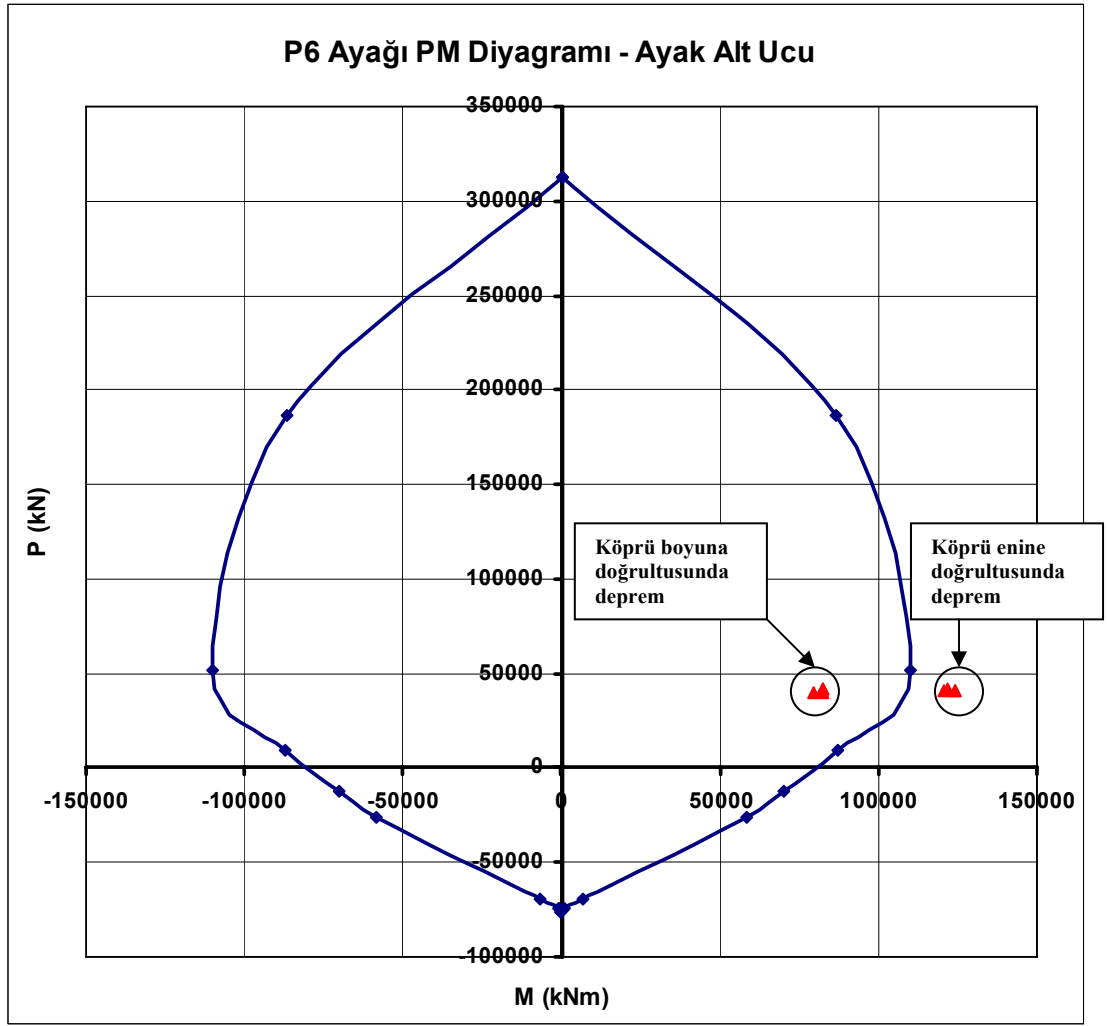
Tablo 3.13 : P6 ayağı moment büyütme katsayıları (AASHTO 2002)

KOMBİNASYON	El	P _c	ϕ	δ_b	δ_s
	kN/m ²	kN			
KOMB1	49501616	230676	0,65	1,210	1,094
KOMB1	40711007	189712	0,69	1,202	1,092
KOMB2	49485439	230601	0,64	1,223	1,098
KOMB2	40134315	187025	0,68	1,220	1,098
KOMB3	49464334	230502	0,65	1,211	1,094
KOMB3	35344818	164706	0,69	1,241	1,104
KOMB4	49482516	230587	0,64	1,224	1,098
KOMB4	36239296	168874	0,68	1,251	1,107
KOMB5	49852612	232312	0,65	1,212	1,095
KOMB5	45718470	213047	0,69	1,180	1,083
KOMB6	49828043	232197	0,65	1,214	1,096
KOMB6	44510669	207418	0,69	1,188	1,087
KOMB7	49847848	232290	0,65	1,216	1,096
KOMB7	45673156	212836	0,69	1,183	1,085
KOMB8	49833314	232222	0,65	1,218	1,097
KOMB8	44580429	207744	0,68	1,191	1,088

Tablo 3.14 : P6 ayağı tasarım kuvvetleri (AASHTO 2002)

KOMBİNASYON	KESİT	P _n	V _{du}	M _c	M _n
	m	kN	kN	kNm	kNm
KOMB1	1,25	-40036	7135	53777	82314
KOMB1	24,25	-31941	5862	5760	8328
KOMB2	1,25	-42052	6064	53162	82496
KOMB2	24,25	-33738	5799	5487	8037
KOMB3	1,25	-40143	6062	51954	79583
KOMB3	24,25	-32037	5797	3834	5548
KOMB4	1,25	-42163	7136	53028	82350
KOMB4	24,25	-33837	5863	4080	5980
KOMB5	1,25	-40608	9907	80892	124304
KOMB5	24,25	-32452	8590	11509	16702
KOMB6	1,25	-40971	9164	78232	120513
KOMB6	24,25	-32775	8545	9264	13475
KOMB7	1,25	-41212	9165	80440	124117
KOMB7	24,25	-32990	8546	11418	16635
KOMB8	1,25	-41578	9907	78884	122019
KOMB8	24,25	-33316	8589	9381	13698

Şekil 3.7’de P6 orta ayağı alt ucu için KOMB1 den alınan kesit tesirleriyle yapılan hesaplarda elde edilen P_n-M_n değerlerinin kolon karşılıklı etkileşim diyagramı içinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiş ve bu değerler için P6 orta ayağının eğilme kapasitesinin yeterli olduğu görülmüştür. Diğer kombinasyonlardan elde edilen kesit tesirleri incelendiğinde P6 orta ayağının eğilme kapasitesinin AASHTO 2002 tasarım depremi etkileri altında köprü enine doğrultusundaki depremde yetersiz olduğu, köprü boyuna doğrultusundaki depremde ise yeterli olduğu görülmüştür.



Şekil 3.7 : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (AASHTO 2002)

PA1 kenar ayağı TDY 2007 tasarım depremi etkileri için yapılan hesaplarda kullanılan değerler **Tablo 3.15-Tablo 3.17**'de verilmiştir.

Tablo 3.15 : PA1 ayağı iç kuvvet değerleri (TDY 2007)

KOMBİNASYON	KESİT	P_u	V_{2u}	V_{3u}	M_{2u}	M_{3u}
	m	kN	kN	kN	kNm	kNm
ÖLÜ_YÜKLER	1,00	-3205,70	-6,43	2,98	2,34	-35,49
ÖLÜ_YÜKLER	4,94	-2821,84	-6,43	2,98	-9,39	-10,20
SPECX_TDY	1,00	180,95	1565,51	159,31	367,29	8467,81
SPECX_TDY	4,94	180,95	1565,51	159,31	259,92	2304,39
SPECY_TDY	1,00	2355,88	260,31	1809,68	4183,41	1336,26
SPECY_TDY	4,94	2355,88	260,31	1809,68	2941,39	328,68
KOMB1	1,00	-2317,98	1637,18	705,19	326,81	2920,74
KOMB1	4,94	-1934,12	1637,18	705,19	219,08	790,80
KOMB2	1,00	-2679,89	-1493,84	386,57	179,89	-2724,47
KOMB2	4,94	-2296,03	-1493,84	386,57	115,11	-745,46
KOMB3	1,00	-3731,51	1480,99	-380,61	-175,20	2653,49
KOMB3	4,94	-3347,65	1480,99	-380,61	-133,89	725,07

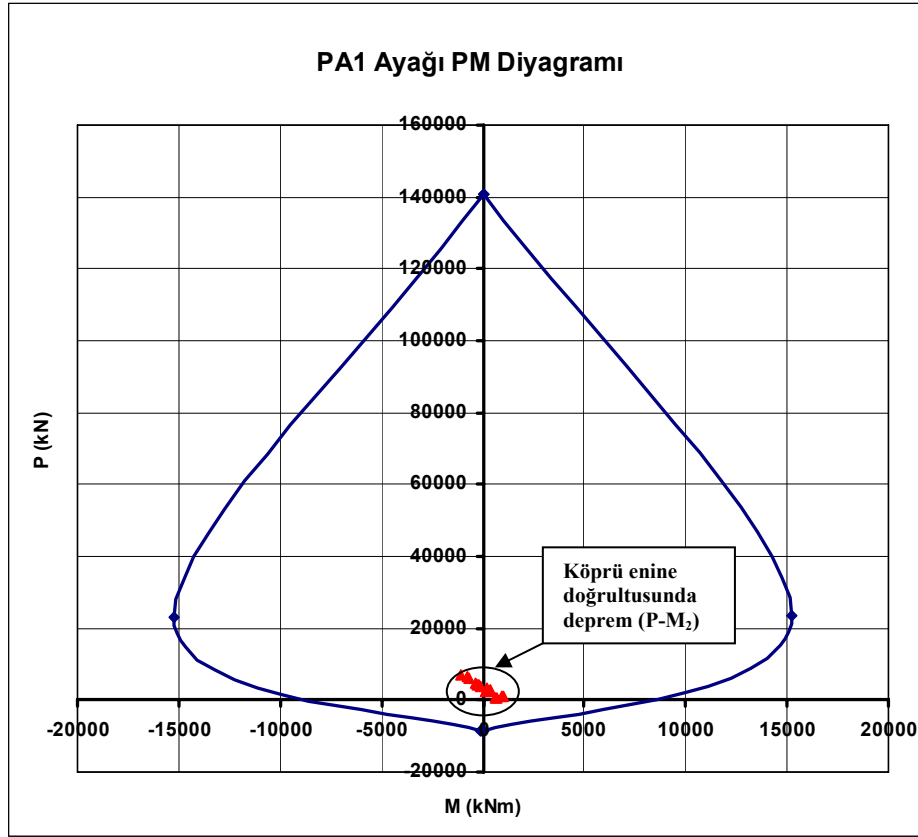
KOMB4	1,00	-4093,42	-1650,03	-699,23	-322,12	-2991,72
KOMB4	4,94	-3709,56	-1650,03	-699,23	-237,85	-811,19
KOMB5	1,00	-795,53	723,54	1860,45	861,06	1256,71
KOMB5	4,94	-411,67	723,54	1860,45	594,49	329,80
KOMB6	1,00	-5507,30	202,92	-1758,91	-812,30	365,87
KOMB6	4,94	-5123,44	202,92	-1758,91	-582,07	110,68
KOMB7	1,00	-904,10	-215,77	1764,87	816,99	-436,85
KOMB7	4,94	-520,24	-215,77	1764,87	563,30	-131,07
KOMB8	1,00	-5615,87	-736,39	-1854,49	-856,38	-1327,69
KOMB8	4,94	-5232,01	-736,39	-1854,49	-613,26	-350,19

Tablo 3.16 : PA1 ayağı burkulma boyu kontrolü (TDY 2007)

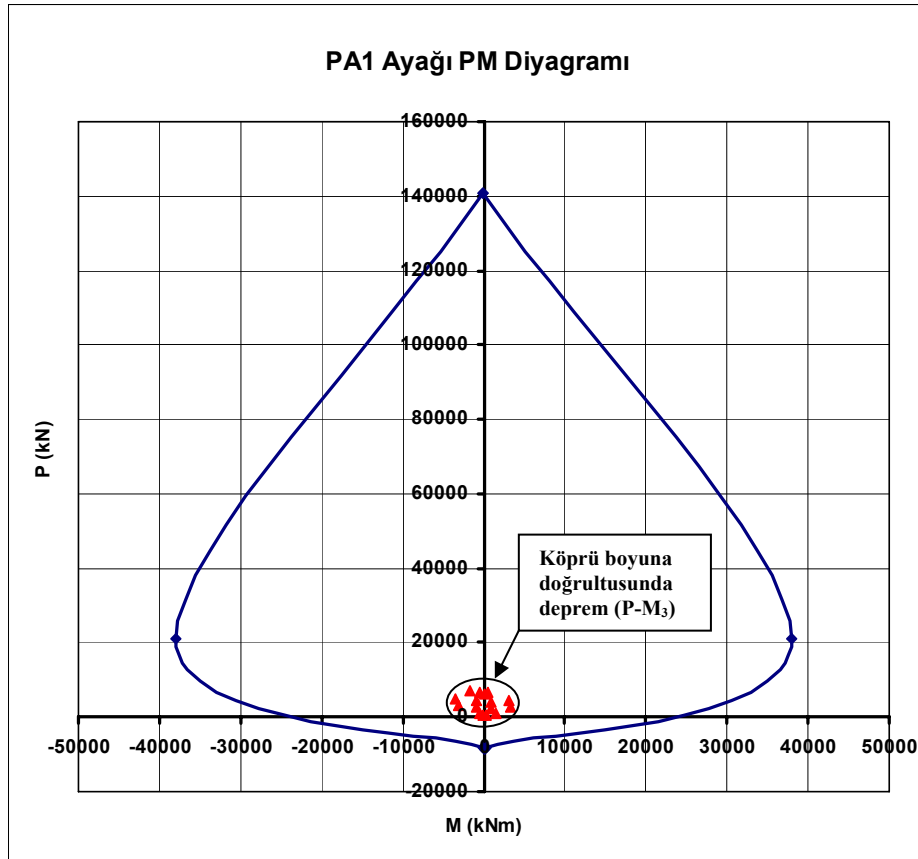
KOMBİNASYON	Ayak Boyu (l_u)	Etkili Uzunluk Faktörü k_2	Etkili Uzunluk Faktörü k_3	β_{d2} (M_{DL}/M_T)	β_{d3} (M_{DL}/M_T)	$k_2 \cdot l_u/r > 22$	$k_3 \cdot l_u/r > 22$
	m						
KOMB1	3,94	1,06	2,00	0,01	0,01	5,54	10,50
KOMB1	3,94	1,06	2,00	0,04	0,01	5,54	10,50
KOMB2	3,94	1,06	2,00	0,01	0,01	5,54	10,50
KOMB2	3,94	1,06	2,00	0,08	0,01	5,54	10,50
KOMB3	3,94	1,06	2,00	0,01	0,01	5,54	10,50
KOMB3	3,94	1,06	2,00	0,07	0,01	5,54	10,50
KOMB4	3,94	1,06	2,00	0,01	0,01	5,54	10,50
KOMB4	3,94	1,06	2,00	0,04	0,01	5,54	10,50
KOMB5	3,94	1,06	2,00	0,00	0,03	5,54	10,50
KOMB5	3,94	1,06	2,00	0,02	0,03	5,54	10,50
KOMB6	3,94	1,06	2,00	0,00	0,10	5,54	10,50
KOMB6	3,94	1,06	2,00	0,02	0,09	5,54	10,50
KOMB7	3,94	1,06	2,00	0,00	0,08	5,54	10,50
KOMB7	3,94	1,06	2,00	0,02	0,08	5,54	10,50
KOMB8	3,94	1,06	2,00	0,00	0,03	5,54	10,50
KOMB8	3,94	1,06	2,00	0,02	0,03	5,54	10,50

Tablo 3.17 : PA1 ayağı tasarım kuvvetleri (TDY 2007)

KOMBİNASYON	KESİT	P_n	M_{n2}	M_{n3}
	m	kN	kNm	kNm
KOMB1	1,00	-2694,15	379,84	3394,72
KOMB1	4,94	-2230,98	252,71	912,18
KOMB2	1,00	-3137,34	210,60	-3189,54
KOMB2	4,94	-2667,47	133,74	-866,06
KOMB3	1,00	-4462,39	-209,52	3173,22
KOMB3	4,94	-3972,18	-158,86	860,33
KOMB4	1,00	-4931,66	-388,08	-3604,37
KOMB4	4,94	-4434,14	-284,31	-969,65
KOMB5	1,00	-897,49	971,42	1417,77
KOMB5	4,94	-461,02	665,74	369,34
KOMB6	1,00	-6834,08	-1007,99	454,01
KOMB6	4,94	-6306,39	-716,46	136,24
KOMB7	1,00	-1022,11	923,63	-493,87
KOMB7	4,94	-583,82	632,13	-147,09
KOMB8	1,00	-6984,89	-1065,14	-1651,35
KOMB8	4,94	-6454,77	-756,58	-432,04



Şekil 3.8a : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü enine doğrultusunda)



Şekil 3.8b : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü boyuna doğrultusunda)

Kenar ayaklarda $kl_u/r < 22$ olduğundan ayak tasarım kuvvetleri hesaplanırken narinlik etkisi dikkate alınmamıştır. PA1 kenar ayağı için hesaplanan P_n - M_n değerlerinin **Şekil 3.8a** ve **Şekil 3.8b**'deki kolon karşılıklı etkileşim diyagramları içinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiş ve PA1 kenar ayağının eğilme kapasitesinin TDY 2007 tasarım depremi etkileri altında köprü enine ve boyuna doğrultusundaki depremde yeterli olduğu görülmüştür.

PA1 kenar ayağı AASTHO 2002 tasarım depremi etkileri için yapılan hesaplarda kullanılan değerler **Tablo 3.18-Tablo 3.20**'de verilmiştir.

Tablo 3.18 : PA1 ayağı iç kuvvet değerleri (AASTHO 2002)

KOMBİNASYON	KESİT	P_u	V_{2u}	V_{3u}	M_{2u}	M_{3u}
	m	kN	kN	kN	kNm	kNm
ÖLÜ_YÜKLER	1,00	-3205,70	-6,43	2,98	2,34	-35,49
ÖLÜ_YÜKLER	4,94	-2821,84	-6,43	2,98	-9,39	-10,20
SPECX_AASTHO	1,00	149,724	1418,308	129,883	299,4849	7670,3642
SPECX_AASTHO	4,94	149,724	1418,308	129,883	211,8678	2086,4692
SPECY_AASTHO	1,00	1954,892	204,53	1483,876	3430,8854	1036,6419
SPECY_AASTHO	4,94	1954,892	204,53	1483,876	2411,2096	247,5931
KOMB1	1,00	-2469,51	1473,24	578,03	268,09	2624,96
KOMB1	4,94	-2085,65	1473,24	578,03	177,66	710,05
KOMB2	1,00	-2768,96	-1363,37	318,26	148,30	-2488,61
KOMB2	4,94	-2385,10	-1363,37	318,26	92,91	-680,93
KOMB3	1,00	-3642,44	1350,52	-312,30	-143,61	2417,63
KOMB3	4,94	-3258,58	1350,52	-312,30	-111,69	660,54
KOMB4	1,00	-3941,89	-1486,09	-572,07	-263,41	-2695,94
KOMB4	4,94	-3558,03	-1486,09	-572,07	-196,43	-730,44
KOMB5	1,00	-1205,89	623,60	1525,82	706,49	1077,09
KOMB5	4,94	-822,03	623,60	1525,82	485,57	280,98
KOMB6	1,00	-5115,67	214,54	-1441,93	-665,86	386,00
KOMB6	4,94	-4731,81	214,54	-1441,93	-478,92	115,92
KOMB7	1,00	-1295,73	-227,39	1447,89	670,55	-456,98
KOMB7	4,94	-911,87	-227,39	1447,89	460,14	-136,31
KOMB8	1,00	-5205,51	-636,45	-1519,86	-701,80	-1148,07
KOMB8	4,94	-4821,65	-636,45	-1519,86	-504,34	-301,37

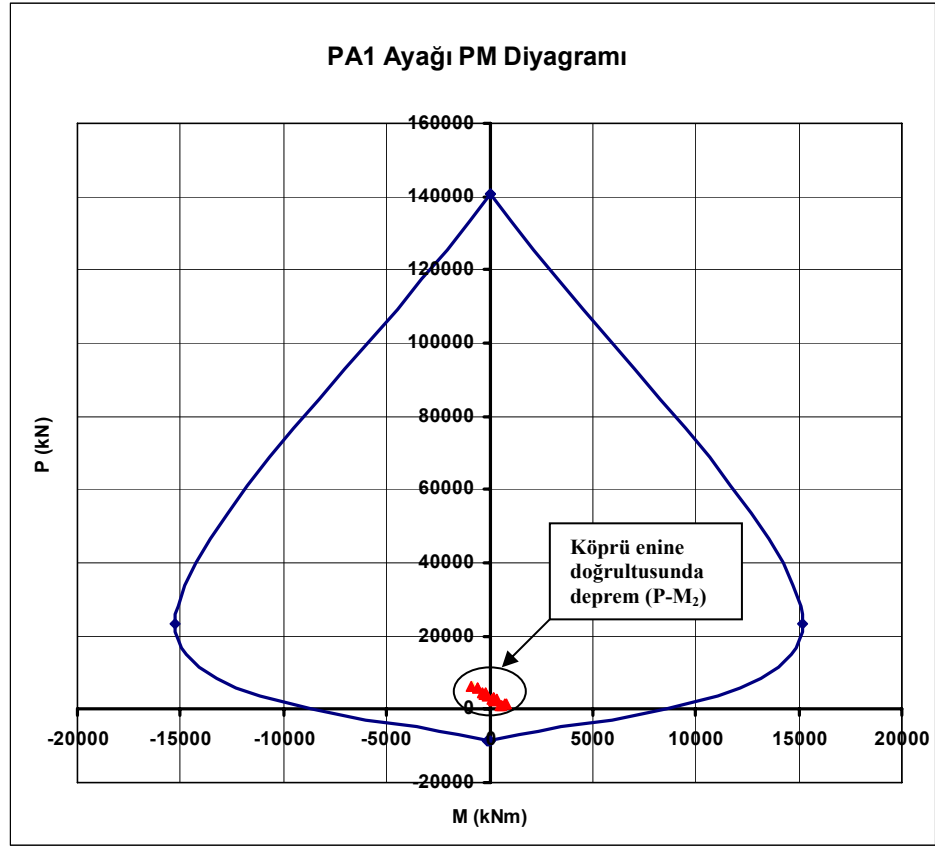
Tablo 3.19 : PA1 ayağı burkulma boyu kontrolü (AASTHO 2002)

KOMBİNASYON	Ayak Boyu (l_u)	Etkili Uzunluk Faktörü k_2	Etkili Uzunluk Faktörü k_3	β_{d2} (M_{DL}/M_T)	β_{d3} (M_{DL}/M_T)	$k_2 \cdot l_u / r > 22$	$k_3 \cdot l_u / r > 22$
	m						
KOMB1	3,94	1,06	2,00	0,01	0,01	5,54	10,50
KOMB1	3,94	1,06	2,00	0,05	0,01	5,54	10,50
KOMB2	3,94	1,06	2,00	0,02	0,01	5,54	10,50
KOMB2	3,94	1,06	2,00	0,10	0,01	5,54	10,50
KOMB3	3,94	1,06	2,00	0,02	0,01	5,54	10,50
KOMB3	3,94	1,06	2,00	0,08	0,02	5,54	10,50
KOMB4	3,94	1,06	2,00	0,01	0,01	5,54	10,50
KOMB4	3,94	1,06	2,00	0,05	0,01	5,54	10,50

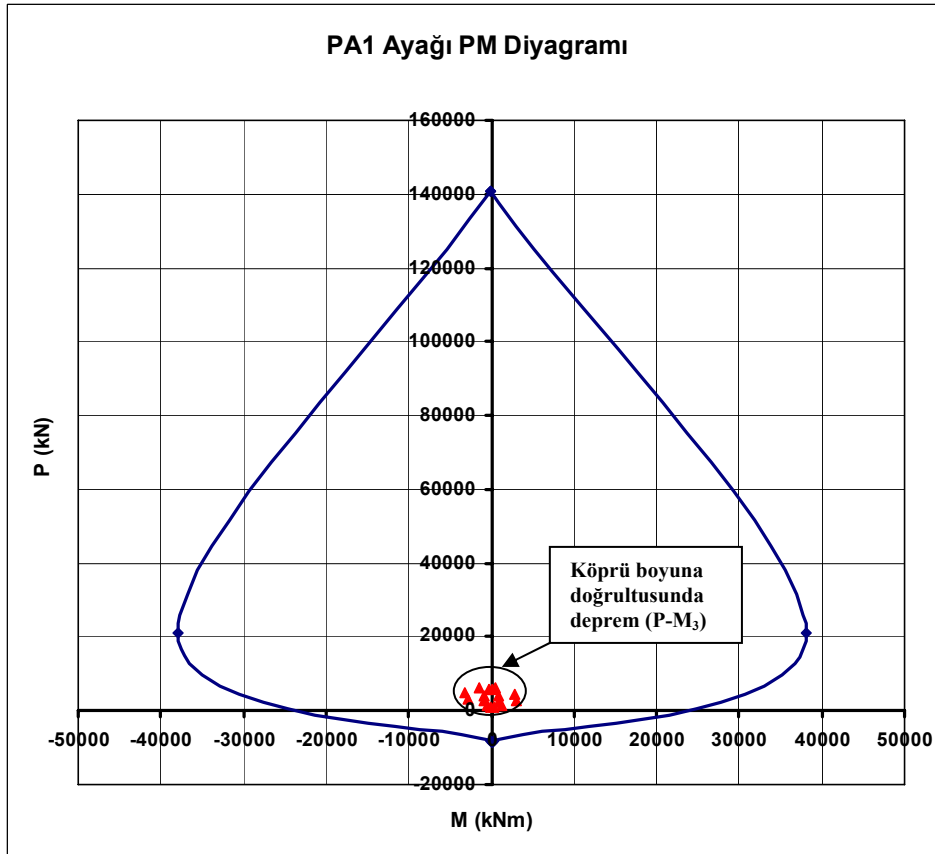
KOMB5	3,94	1,06	2,00	0,00	0,03	5,54	10,50
KOMB5	3,94	1,06	2,00	0,02	0,04	5,54	10,50
KOMB6	3,94	1,06	2,00	0,00	0,09	5,54	10,50
KOMB6	3,94	1,06	2,00	0,02	0,09	5,54	10,50
KOMB7	3,94	1,06	2,00	0,00	0,08	5,54	10,50
KOMB7	3,94	1,06	2,00	0,02	0,07	5,54	10,50
KOMB8	3,94	1,06	2,00	0,00	0,03	5,54	10,50
KOMB8	3,94	1,06	2,00	0,02	0,03	5,54	10,50

Tablo 3.20 : PA1 ayağı tasarım kuvvetleri (AASHTO 2002)

KOMBİNASYON	KESİT	P_n	M_{n2}	M_{n3}
	m	kN	kNm	kNm
KOMB1	1,00	-2878,93	312,54	3060,16
KOMB1	4,94	-2412,97	205,54	821,49
KOMB2	1,00	-3247,40	173,92	-2918,62
KOMB2	4,94	-2775,86	108,13	-792,48
KOMB3	1,00	-4347,96	-171,43	2885,91
KOMB3	4,94	-3859,52	-132,28	782,35
KOMB4	1,00	-4734,34	-316,36	-3237,91
KOMB4	4,94	-4239,90	-234,08	-870,43
KOMB5	1,00	-1371,29	803,39	1224,82
KOMB5	4,94	-927,85	548,08	317,15
KOMB6	1,00	-6295,81	-819,47	475,04
KOMB6	4,94	-5776,75	-584,68	141,52
KOMB7	1,00	-1476,02	763,86	-520,57
KOMB7	4,94	-1031,04	520,28	-154,13
KOMB8	1,00	-6418,50	-865,34	-1415,60
KOMB8	4,94	-5897,47	-616,87	-368,62



Şekil 3.9a : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü enine doğrultusunda)



Şekil 3.9b : Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı (köprü boyuna doğrultusunda)

Kenar ayaklarda $kl_u/r < 22$ olduğundan ayak tasarım kuvvetleri hesaplanırken narinlik etkisi dikkate alınmamıştır. PA1 kenar ayağı için hesaplanan P_n - M_n değerlerinin **Şekil 3.9a** ve **Şekil 3.9b**'deki kolon karşılıklı etkileşim diyagramları içinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiş ve PA1 kenar ayağının eğilme kapasitesinin AASTHO 2002 tasarım depremi etkileri altında köprü enine ve boyuna doğrultusundaki depremde yeterli olduğu görülmüştür.

3.3. Viyadük Ayaklarında Kesme Kuvveti Hesabı

Ayak kesme kuvveti hesapları yapılırken **Denklem 3.14-Denklem 3.25**'ten yararlanılmıştır.

- Kayma donatısının taşıyıcı eleman eksenine dik olduğu durumlarda ;

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3.14)$$

- Spiral donatı kullanıldığı durumda ;

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (3.15)$$

α : Kayma donatısı ile eleman boyuna eksenleri arasındaki açı

$\alpha = 0^\circ$ alınarak hesaplar yapılmıştır.

- Yukarıdaki durumlara ek olarak kesit içerisinde tek veya birbirine paralel halde çirozlar bulunması durumunda ;

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 3 \sqrt{f'_c} b_w d (\text{pound}) \quad (3.16)$$

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0,249 \sqrt{f'_c} b_w d (N) \quad (3.17)$$

formülü kullanılabilir.

- Kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti **Denklem 3.19** ile bulunan değerden az olmalıdır.

$$V_s < 8 \sqrt{f'_c} b_w d (\text{pound}) \quad (3.18)$$

$$V_s < 0,664 \sqrt{f'_c} b_w d (N) \quad (3.19)$$

Eksenel basınca çalışan elemanlarda betonun taşımasına izin verilen kesme kuvveti **Denklem 3.24** ve **Denklem 3.25** deki gibi hesaplanabilir. Bu değerlerden küçük olanı güvenli tarafta kalmak için hesaplarda dikkate alınır.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.20)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.21)$$

V_c : Betonun kesme dayanımına katkısı

V_s : Kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti

$$V_{c1} = 2\left(1 + \frac{P_u}{2000A_g}\right)\sqrt{f_c'}b_w d(\text{pound}) \quad (3.22)$$

$$V_{c2} = 2\sqrt{f_c'}b_w d(\text{pound}) \quad (3.23)$$

$$(P_u/A_g \rightarrow \text{pound/in}^2)$$

$$V_{c1} = 24,1\left(0,0068 + \frac{P_u}{2000A_g}\right)\sqrt{f_c'}b_w d(\text{N}) \quad (3.24)$$

$$V_{c2} = 0,166\sqrt{f_c'}b_w d(\text{N}) \quad (3.25)$$

$$(P_u/A_g \rightarrow \text{MPa})$$

A_g : Kolon kesit alanı

$$A_g = 7068583,5\text{mm}^2$$

A_c : Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı

$$A_c = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 2876^2}{4} = 6496323,52\text{mm}^2$$

3.3.1. Dairesel kesitli ayaklar için kesme kuvveti hesabı

Eğilme hesabında olduğu gibi kesme kuvveti hesabında da sadece P6 orta ayağı için hesaplar gösterilmiştir. Diğer orta ayaklar için de benzer hesap adımları izlenmiştir.

a) Kolon üst ucu için kesme kuvveti hesabı

KOMB1 için üst uç kesit tesirleri ;

$$P_u = -22004,38 \text{ kN (basınç)}$$

$$V_{du} = 6628,34 \text{ kN}$$

i) Betonun kesme dayanımına katkısı

$$V_{c1} = 24,1 \times \left(0,0068 + \frac{22004,38 \times 10^3}{2000 \times 7068583,5}\right) \times \sqrt{30} \times 3000 \times 2910/10^3$$

$$V_{c1} = 9629,77\text{kN}$$

$$V_{c2} = 0,166 \times \sqrt{30} \times 3000 \times 2910/10^3$$

$$V_{c2} = 7937,49 \text{ kN}$$

ii) Kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti

Kesitteki sargı donatısı $2\phi 12 / 250 \text{ mm}$ (2 sıra spiral donatı)

$$A_v = 4 \times 113 = 452 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{452 \times 420 \times (\sin 0 + \cos 0) \times 2910}{250} / 10^3 = 2209,74 \text{ kN}$$

iii) Kesitin taşıdığı kesme kuvveti

$$\frac{P_u}{A_c} > 0,1f_c' \rightarrow \frac{22004,38 \times 10^3}{6496323,52} = 3,39 \text{ MPa} > 3,00 \text{ MPa}$$

$$\frac{P_u}{A_c} > 0,1f_c' \text{ olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı azaltılmadan hesaplarda}$$

dikkate alınacaktır.

$$V_n = V_c + V_s = 7937,49 + 2209,74 = 10147,23 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,85 \text{ (AASHTO 8.16.1.2.2)}$$

$$6628,34 \text{ kN} \leq 0,85 \times 10147,23 \rightarrow 6628,34 \text{ kN} < 8625,15 \text{ kN}$$

Kolon üst ucu için yapılan hesapta mevcut kayma donatısı kapasitesinin yeterli olduğu görülmüştür.

b) Kolon alt ucu için kesme kuvveti hesabı

KOMB1 için alt uç kesit tesirleri ;

$$P_u = -26068,57 \text{ kN (basınç)}$$

$$V_{du} = 8164,52 \text{ kN}$$

i) Betonun kesme dayanımına katkısı

$$V_{c1} = 24,1 \times \left(0,0068 + \frac{26068,57 \times 10^3}{2000 \times 7068583,5} \right) \times \sqrt{30} \times 3000 \times 2910 / 10^3$$

$$V_{c1} = 9961,06 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = 0,166 \times \sqrt{30} \times 3000 \times 2910 / 10^3$$

$$V_{c2} = 7937,49 \text{ kN}$$

ii) Kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti

Kesitteki sargı donatısı $3\phi 12 / 125 \text{ mm}$ (3 sıra spiral donatı)

$$A_v = 6 \times 113 = 678 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{678 \times 420 \times (\sin 0 + \cos 0) \times 2910}{125} / 10^3 = 6629,21 \text{ kN}$$

iii) Kesitin taşıdığı kesme kuvveti

$$\frac{P_u}{A_c} > 0,1f_c' \rightarrow \frac{26068,57 \times 10^3}{6496323,52} = 4,01 \text{ MPa} > 3,00 \text{ MPa (Division IA 7.6.2.C)}$$

$$\frac{P_u}{A_c} > 0,1f_c' \text{ olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı azaltılmadan hesaplarda}$$

dikkate alınacaktır.

$$V_n = V_c + V_s = 7937,49 + 6629,21 = 14566,70 \text{ kN}$$

$$V_{du} = 8164,52 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,85 \text{ (AASHTO 8.16.1.2.2)}$$

$$8164,52 \text{ kN} \leq 0,85 \times 14566,70 \rightarrow 8164,52 \text{ kN} < 12381,70 \text{ kN}$$

Kolon alt ucu için yapılan hesapta mevcut kayma donatısı kapasitesinin yeterli olduğu görülmüştür.

c) Dairesel kesitli kolonlar için sarılma bölgesi

- kolon çapından (3m),
 - kolon net yüksekliğinin 1/6'sından $[23/6] \cong 3,85 \text{ m}$,
 - 45 cm'den,
- az olmamalıdır.

Elde edilen sarılma bölgesi uzunluğu 3,85m'dir. P6 orta ayağı sarılma bölgesi 3m olduğundan dairese kolonlar için öngörülen sarılma bölgesi uzunluğu sağlanmamaktadır.

d) Dairesel kesitli kolonlar için kolon plastikleşme bölgelerinde minimum hacımsal donatı oranı

$$\rho_{s1} = 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (3.26)$$

$$\rho_{s2} = 0,12 \times \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (3.27)$$

$$\rho_{s1} = 0,45 \times \left[\frac{7068583,471}{6496323,519} - 1 \right] \times \frac{30}{420}$$

$$\rho_{s1} = 0,002829$$

$$\rho_{s2} = 0,12 \times \frac{30}{420}$$

$$\rho_{s2} = 0,008571$$

$$\rho_s = \frac{4A_v}{Ds} \quad (3.28)$$

D : Spiral donatı merkezinden merkezine alınan ölçü

$$A_v = \frac{0,008571 \times 2864 \times 125}{4} = 767,10 \text{ mm}^2$$

Ayak alt ucunda bulunan $3\phi 12/125 \text{ mm}$ (678 mm^2) mevcut sargı donatısının kolon plastikleşme bölgesinde gerekli minimum hacımsal donatı oranını sağlamadığı görülmüştür. Hesap edilen değerin kolon plastikleşme bölgesinde gerekli minimum hacımsal donatı oranından %13 az olmasına rağmen bir sonraki bölümde doğrusal yöntem ile performans belirlemede ayakların sargılı olduğu kabulü yapılmıştır.

e) Kesme kuvveti kontrolü

$$V_s < 0,664 \times \sqrt{30} \times 3000 \times 2910/10^3$$

$$V_s < 8733,64 \text{ kN}$$

$$V_{s1} = 6629,21 \text{ kN} < 8733,64 \text{ kN}$$

$$V_{s2} = 2209,74 \text{ kN} < 8733,64 \text{ kN}$$

V_{s1} : Ayak alt ucu kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti

V_{s2} : Ayak üst ucu kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti

Yapılan hesaplarda kayma donatısı kapasitesinin **Denklem 3.19** ile hesaplanan sınır kesme kuvvetinden küçük olduğu görülmüştür.

3.3.2. Dikdörtgen kesitli ayaklar için kesme kuvveti hesabı

Eğilme hesabında olduğu gibi kesme kuvveti hesabında da sadece PA1 kenar ayağı için hesap gösterilmiştir. Diğer kenar ayaklar için de benzer hesap adımları izlenmiştir.

KOMB1 için alt uç kesit tesirleri ;

$$P_u = -2317,98 \text{ kN (basınç)}$$

$$V_{2u} = 1637,18 \text{ kN (köprü boyuna doğrultusunda kesme kuvveti)}$$

$$V_{3u} = 705,19\text{kN} \text{ (köprü enine doğrultusunda kesme kuvveti)}$$

a) Betonun kesme dayanımına katkısı

i) Köprü boyuna doğrultusunda hesap

$$V_{cl} = 24,1 \times (0,0068 + \frac{2317,19 \times 10^3}{2000 \times 3900000}) \times \sqrt{30} \times 1200 \times 3200 / 10^3$$

$$V_{cl} = 3597,45\text{kN}$$

$$V_{c2} = 0,166 \times \sqrt{30} \times 1200 \times 3200 / 10^3$$

$$V_{c2} = 3491,40\text{kN}$$

ii) Köprü enine doğrultusunda hesap

$$V_{cl} = 24,1 \times (0,0068 + \frac{2317,98 \times 10^3}{2000 \times 3900000}) \times \sqrt{30} \times 1150 \times 3250 / 10^3$$

$$V_{cl} = 3501,42\text{kN}$$

$$V_{c2} = 0,166 \times \sqrt{30} \times 1150 \times 3250$$

$$V_{c2} = 3398,21\text{kN}$$

b) Kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti

i) Köprü boyuna doğrultusunda hesap

Kesitteki mevcut sargı donatısı $2\phi 16 / 200 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times 201 = 402\text{mm}^2$$

$$V_s = \frac{402 \times 420 \times 3200}{200 \times 10^3} = 2701,44\text{kN}$$

ii) Köprü enine doğrultusunda hesap

Kesitteki mevcut sargı donatısı $2\phi 16 / 200 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times 201 = 402\text{mm}^2$$

$$V_s = \frac{402 \times 420 \times 1150}{200 \times 10^3} = 970,83\text{kN}$$

Kesitteki çiroz adedi $10\phi 12 / 200 \text{ mm}$

$$A_s = 10 \times 113 = 1130\text{mm}^2$$

$$V_s = 1130 \times 420 \times \sin 90 / 10^3 \leq 0,249 \times \sqrt{30} \times 3250 \times 1150 / 10^3$$

$$V_s = 474,60\text{kN} \leq 5097,31\text{kN}$$

c) Köprü boyuna doğrultusunda kesme kuvveti hesabı

$$\frac{P_u}{A_c} > 0,1f_c' \rightarrow \frac{2317,98 \times 10^3}{3533256} = 0,66 \text{MPa} < 3,00 \text{MPa}$$

$$\frac{P_u}{A_c} < 0,1f_c' \text{ olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı } \frac{0,66}{3,00} \text{ oranında azaltılarak}$$

hesaplara dahil edilecektir.

$$V_c = \frac{0,66 \times 3491,40}{3,00} = 768,12 \text{kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 768,12 + 2701,44 = 3469,56 \text{kN}$$

$$V_{2u} = 1637,18 \text{kN}$$

$$\phi = 0,85 \text{ (AASHTO 8.16.1.2.2)}$$

$$1637,18 \text{kN} \leq 0,85 \times 3469,56 \rightarrow 1637,18 \text{kN} < 2949,13 \text{kN}$$

Köprü boyuna doğrultusunda yapılan kesme kuvveti hesabında kayma donatısı kapasitesinin yeterli olduğu görülmüştür.

d) Köprü enine doğrultusunda kesme kuvveti hesabı

$$\frac{P_u}{A_c} > 0,1f_c' \rightarrow \frac{2317,98 \times 10^3}{3533256} = 0,66 \text{MPa} < 3,00 \text{MPa}$$

$$\frac{P_u}{A_c} < 0,1f_c' \text{ olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı } \frac{0,66}{3,00} \text{ oranında azaltılarak}$$

hesaplara dahil edilecektir.

$$V_c = \frac{0,66 \times 3398,21}{3,00} = 747,61 \text{kN}$$

$$\sum V_s = 970,83 + 474,60 = 1445,43 \text{kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 747,61 + 1445,43 = 2193,04 \text{kN}$$

$$V_{3u} = 705,19 \text{kN}$$

$$\phi = 0,85 \text{ (AASHTO 8.16.1.2.2)}$$

$$705,19 \text{kN} \leq 0,85 \times 2193,04 \rightarrow 705,19 \text{kN} < 1864,08 \text{kN}$$

Köprü enine doğrultusunda yapılan kesme kuvveti hesabında kayma donatısı kapasitesinin yeterli olduğu görülmüştür.

e) Dikdörtgen kesitli ayaklar için minimum enine donatı oranı

$$A_{sh} = 0,30ah_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (3.29)$$

$$A_{sh} = 0,12ah_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \quad (3.30)$$

a : etriyeler arasındaki mesafe (mm , maksimum 100mm)

A_c : sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı (mm²)

A_g : kolon kesit alanı (mm²)

A_{sh} : dikdörtgen kolonlar için minimum donatı alanı

f_c' : karakteristik beton basınç dayanımı (MPa)

f_y : karakteristik çelik akma dayanımı (MPa)

h_c : faydalı kesit yüksekliği (mm)

i) Köprü boyuna doğrultusunda hesap

$$a = 100\text{mm}$$

$$A_g = 3250 \times 1200 = 3900000\text{mm}^2$$

$$A_c = 3166 \times 1116 = 3533256\text{mm}^2$$

$$h_c = 3250 - 50 = 3200\text{mm}$$

$$A_{sh1} = 0,30 \times 100 \times 3200 \times \frac{30}{420} \times \left[\frac{3900000}{3533256} - 1 \right]$$

$$A_{sh1} = 711,76\text{mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,12 \times 100 \times 3200 \times \frac{30}{420}$$

$$A_{sh2} = 2742,86\text{mm}^2$$

Mevcut kayma donatısı 2 ϕ 16 / 200mm

$$A_v = 2 \times 201 = 402\text{mm}^2$$

Mevcut kayma donatısının dikdörtgen kesitli kolonlar için öngörülen minimum enine donatı alanını sağlamadığı görülmüştür.

ii) Köprü enine doğrultusunda hesap

$$h_c = 1200 - 50 = 1150 \text{ mm}$$

$$A_{sh1} = 0,30 \times 100 \times 1150 \times \frac{30}{420} \times \left[\frac{3900000}{3533256} - 1 \right]$$

$$A_{sh1} = 255,79 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,12 \times 100 \times 1150 \times \frac{30}{420}$$

$$A_{sh2} = 985,71 \text{ mm}^2$$

Mevcut kayma donatısı $2\phi 16 / 200 + 10\phi 12 / 200 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times 201 + 10 \times 113 = 1532 \text{ mm}^2$$

Mevcut kayma donatısının dikdörtgen kesitli kolonlar için öngörülen minimum enine donatı alanını sağladığı ancak minimum etriye aralığı koşulunu sağlamadığı görülmüştür.

f) Kesme kuvveti kontrolü

i) Köprü boyuna doğrultusunda kontrol

$$V_{sx} < 0,664 \times \sqrt{30} \times 1200 \times 3200 / 10^3$$

$$V_{sx} < 13965,61 \text{ kN}$$

$$V_{sx} = 2701,44 \text{ kN} < 13965,61 \text{ kN}$$

ii) Köprü enine doğrultusunda kontrol

$$V_{sy} < 0,664 \times \sqrt{30} \times 3250 \times 1150 / 10^3$$

$$V_{sy} < 13592,83 \text{ kN}$$

$$V_{sy} = 1445,43 \text{ kN} < 13592,83 \text{ kN}$$

Her iki deprem doğrultusu için yapılan kesme kuvveti hesaplarında kayma donatısı kapasitesinin **Denklem 3.19** ile hesaplanan kesme kuvveti üst sınırından küçük olduğu görülmüştür.

3.4. Elastomer Mesnet Hesapları

Elastomer mesnetler ile köprü üst yapısı arasındaki kaymayı önlemek için ölü yükler (G) altında elastomer mesnet yüzeyi üzerindeki gerilmenin 3MPa'dan daha büyük olması ve ölü yükler ile hareketli yüklerin ortak etkisi altında (G+Q) elastomer

mesnet yüzeyi üzerindeki gerilme değerin elastomer mesnet boyutlarına göre verilen **Tablo 3.21**'deki ortalama basınç gerilme değerlerinden de küçük olması gerekmektedir [5]. Elastomer mesnet ara boyutları için **Tablo 3.21**'deki değerler arasında enterpolasyon yapılarak ortalama basınç gerilmeleri elde edilebilir.

Tablo 3.21 : Elastomer mesnet ortalama basınç gerilmeleri

Mesnet Boyutları	Ortalama Basınç Gerilmeleri
100x150 mm	10MPa
150x200 mm	10MPa
200x250 mm	12,5MPa
200x300 mm	12,5MPa
200x400 mm	12,5MPa
250x400 mm	12,5MPa
300x400 mm	15MPa
ve üzeri	

Sakarya Otoyolu Levent Viyadükü'nde kullanılan elastomer mesnet boyutları 450x450 mm olduğundan ortalama basınç gerilmesi 15MPa alınmıştır.

Tablo 3.22 : Elastomer mesnet minimum gerilme kontrolü

ELEMEN NO	KOMBİNASYON	P	σ
		KN	MPa
72	G	-1773,72	-4,38
75	G	-1807,32	-4,46
76	G	-1793,99	-4,43
77	G	-2017,65	-4,98
78	G	-2003,88	-4,95
79	G	-1793,02	-4,43
80	G	-1779,76	-4,39
81	G	-1961,12	-4,84
82	G	-1948,27	-4,81
93	G	-1786,85	-4,41

Tablo 3.22'de elastomer mesnetler için minimum gerilme kontrolü yapılmış ve ölü yükler altında elastomer mesnet yüzeyi üzerindeki gerilmenin 3MPa'dan büyük olduğu görülmüştür.

Tablo 3.23'te elastomer mesnetler için maksimum gerilme kontrolü yapılmış ve ölü yükler ile hareketli yüklerin ortak etkisi altında elastomer mesnet yüzeyi üzerindeki gerilmenin 15MPa'dan küçük olduğu görülmüştür.

Tablo 3.23 : Elastomer mesnet maksimum gerilme kontrolü

ELEMAN NO	KOMBİNASYON	P	σ
		KN	MPa
72	G+Q	-2159,94	-5,33
75	G+Q	-2176,32	-5,37
76	G+Q	-2160,33	-5,33
77	G+Q	-2356,93	-5,82
78	G+Q	-2340,75	-5,78
79	G+Q	-2171,15	-5,36
80	G+Q	-2155,09	-5,32
81	G+Q	-2334,91	-5,77
82	G+Q	-2319,14	-5,73
93	G+Q	-2175,84	-5,37

Elastomer mesnetlerin yatay yerdeğiştirmeleri **Denklem 3.31** ile kontrol edilmiştir. Üç boyutlu analiz modelinde her öngerilmeli kirişin mesnet noktasında kirişin altında bulunan iki adet elastomer mesnet bir bağlantı elemanı ile modellendiğinden elde edilen kesme kuvvetleri ikiye bölünerek hesaplarda dikkate alınmıştır. Hesaplar 6 aksında bulunan elastomer mesnetler için **Tablo 3.24**'te gösterilmiştir.

$$\tan \gamma = \frac{V}{A \times G} < 1 \quad (3.31)$$

A: Elastomer mesnet alanı

$$A=0,2025\text{m}^2$$

G: Elastomer mesnet kayma rijitliği

$$G=1137,64\text{kN/m}^2$$

a) Köprü boyuna doğrultusunda hesap

Köprü boyuna doğrultusunda hesap en olumsuz kesit tesirinin olduğu 77 numaralı elastomer mesnet için yapılmıştır.

$$V_{2u}=1448,28 \text{ kN}$$

$$\tan \gamma_2 = \frac{1448,28}{0,2025 \times 1137,64 \times 2} = 3,14 > 1$$

Köprü boyuna doğrultusunda elastomer mesnetlerin 10 cm deplasman yapmasına izin verilmektedir. Her öngerilmeli kirişin altında 2 adet elastomer mesnet bulunmaktadır. 2 adet elastomer mesnedin 10 cm deplasman yapması durumunda karşılayacağı kuvvet :

$$2258,55 \times 0,10 \times 2 = 451,71 \text{ kN}$$

Bir adet deprem takozunun taşıması gereken kuvvet :

$$1448,28-451,71=996,57\text{kN}$$

Denklem 3.32 kullanılarak deprem takozlarının köprü enine ve boyuna doğrultusunda taşıdığı kesme kuvveti hesaplanmıştır.

Deprem takozunda mevcut düşey donatı adedi : $24\phi 25$ (11775mm^2)

$$V_r = A_{wf} f_{yd} \mu \quad (3.32)$$

V_r : Sürtünme kesmesi dayanımı

A_{wf} : Kesme sürtünme donatısının toplam kesit alanı

f_{yd} : Donatının hesap akma dayanımı

μ : Sürtünme katsayısı

Yüzeyin pürüzlendirildiği varsayılarak hesaplarda $\mu=1$ alınmıştır.

$$V_r = 11775 \times 420 \times 1 / 10^3 = 4946\text{kN}$$

$$V_r = 4946\text{kN} > 996,57\text{kN}$$

b) Köprü enine doğrultusunda hesap

Köprü enine doğrultusunda hesap en olumsuz kesit tesirinin olduğu 81 numaralı elastomer mesnet için yapılmıştır.

$$V_{3u} = 837,65 \text{ kN}$$

$$\tan \gamma_3 = \frac{837,65}{0,2025 \times 1137,64 \times 2} = 1,82 > 1$$

Köprü enine doğrultusunda elastomer mesnetlerin 2 cm deplasman yapmasına izin verilmektedir. Her öngerilmeli kirişin altında 2 adet elastomer mesnet bulunmaktadır. 2 adet elastomer mesnedin 2 cm deplasman yapması durumunda karşılayacağı kuvvet :

$$2258,55 \times 0,02 \times 2 = 90,34\text{kN}$$

Bir adet deprem takozunun taşıması gereken kuvvet :

$$837,65-90,34=747,31\text{kN}$$

Deprem takozunda mevcut düşey donatı adedi : $24\phi 25$ (11775mm^2)

$$V_r = 11775 \times 420 \times 1 / 10^3 = 4946\text{kN}$$

$$V_r = 4946\text{kN} > 747,31\text{kN}$$

Tablo 3.24 : 6 aksı elastomer mesnet tahkik tablosu

ELASTOMER	KOMBİNASYON	TDY 2007								AASHTO 2002	
		V _{2u}	V _{3u}	A	G	Tany	Tany	Tany	Tany	Tany	Tany
		kN	kN	m ²	kN/m ²	-	-	-	-	-	-
72	KOMB1	831,98	251,66	0,2025	1137,64	1,81	0,55	1,55	0,48		
72	KOMB2	-838,69	239,36	0,2025	1137,64	1,82	0,52	1,56	0,46		
72	KOMB3	826,32	-237,28	0,2025	1137,64	1,79	0,51	1,54	0,46		
72	KOMB4	-844,35	-249,58	0,2025	1137,64	1,83	0,54	1,57	0,48		
72	KOMB5	253,85	817,78	0,2025	1137,64	0,55	1,77	0,47	1,57		
72	KOMB6	234,98	-812,01	0,2025	1137,64	0,51	1,76	0,44	1,56		
72	KOMB7	-247,35	814,09	0,2025	1137,64	0,54	1,77	0,47	1,56		
72	KOMB8	-266,22	-815,70	0,2025	1137,64	0,58	1,77	0,50	1,56		
75	KOMB1	1426,87	230,81	0,2025	1137,64	3,10	0,50	2,74	0,44		
75	KOMB2	-1370,21	219,88	0,2025	1137,64	2,97	0,48	2,63	0,42		
75	KOMB3	1382,94	-249,10	0,2025	1137,64	3,00	0,54	2,66	0,48		
75	KOMB4	-1414,14	-260,03	0,2025	1137,64	3,07	0,56	2,72	0,50		
75	KOMB5	499,15	786,87	0,2025	1137,64	1,08	1,71	0,96	1,51		
75	KOMB6	352,71	-812,81	0,2025	1137,64	0,77	1,76	0,68	1,56		
75	KOMB7	-339,97	783,59	0,2025	1137,64	0,74	1,70	0,65	1,50		
75	KOMB8	-486,42	-816,09	0,2025	1137,64	1,06	1,77	0,93	1,57		
76	KOMB1	866,65	236,37	0,2025	1137,64	1,88	0,51	1,61	0,45		
76	KOMB2	-804,93	223,97	0,2025	1137,64	1,75	0,49	1,50	0,43		
76	KOMB3	792,11	-252,96	0,2025	1137,64	1,72	0,55	1,47	0,49		
76	KOMB4	-879,47	-265,36	0,2025	1137,64	1,91	0,58	1,64	0,51		
76	KOMB5	368,56	802,92	0,2025	1137,64	0,80	1,74	0,69	1,54		
76	KOMB6	120,09	-828,18	0,2025	1137,64	0,26	1,80	0,22	1,59		
76	KOMB7	-132,91	799,20	0,2025	1137,64	0,29	1,73	0,24	1,53		
76	KOMB8	-381,38	-831,90	0,2025	1137,64	0,83	1,81	0,72	1,60		
77	KOMB1	1448,28	204,28	0,2025	1137,64	3,14	0,44	2,79	0,38		
77	KOMB2	-1344,59	193,84	0,2025	1137,64	2,92	0,42	2,58	0,36		
77	KOMB3	1361,79	-265,29	0,2025	1137,64	2,96	0,58	2,62	0,52		
77	KOMB4	-1431,08	-275,73	0,2025	1137,64	3,11	0,60	2,75	0,54		
77	KOMB5	571,68	748,45	0,2025	1137,64	1,24	1,62	1,10	1,43		
77	KOMB6	283,38	-816,78	0,2025	1137,64	0,62	1,77	0,55	1,58		
77	KOMB7	-266,18	745,32	0,2025	1137,64	0,58	1,62	0,51	1,42		
77	KOMB8	-554,48	-819,91	0,2025	1137,64	1,20	1,78	1,06	1,58		
78	KOMB1	902,62	210,82	0,2025	1137,64	1,96	0,46	1,68	0,39		
78	KOMB2	-770,20	198,73	0,2025	1137,64	1,67	0,43	1,43	0,37		
78	KOMB3	754,48	-269,46	0,2025	1137,64	1,64	0,58	1,40	0,53		
78	KOMB4	-918,35	-281,55	0,2025	1137,64	1,99	0,61	1,72	0,55		
78	KOMB5	489,97	766,92	0,2025	1137,64	1,06	1,66	0,92	1,46		
78	KOMB6	-3,84	-834,02	0,2025	1137,64	0,01	1,81	0,02	1,61		
78	KOMB7	-11,88	763,29	0,2025	1137,64	0,03	1,66	0,01	1,46		
78	KOMB8	-505,69	-837,65	0,2025	1137,64	1,10	1,82	0,96	1,62		
79	KOMB1	1426,09	260,70	0,2025	1137,64	3,10	0,57	2,74	0,50		
79	KOMB2	-1371,10	249,53	0,2025	1137,64	2,98	0,54	2,63	0,48		
79	KOMB3	1382,83	-218,86	0,2025	1137,64	3,00	0,48	2,66	0,42		
79	KOMB4	-1414,36	-230,03	0,2025	1137,64	3,07	0,50	2,72	0,44		
79	KOMB5	497,55	816,28	0,2025	1137,64	1,08	1,77	0,96	1,57		
79	KOMB6	353,34	-782,25	0,2025	1137,64	0,77	1,70	0,68	1,50		
79	KOMB7	-341,61	812,93	0,2025	1137,64	0,74	1,76	0,66	1,56		
79	KOMB8	-485,82	-785,61	0,2025	1137,64	1,05	1,71	0,93	1,50		

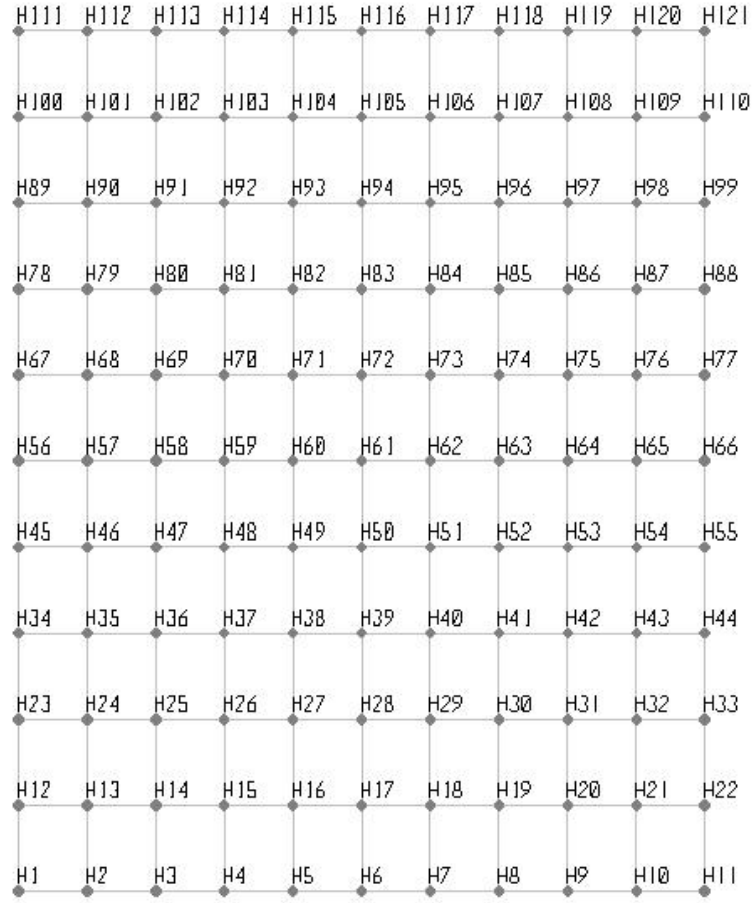
80	KOMB1	866,40	266,04	0,2025	1137,64	1,88	0,58	1,61	0,51
80	KOMB2	-804,89	253,63	0,2025	1137,64	1,75	0,55	1,50	0,49
80	KOMB3	791,83	-222,90	0,2025	1137,64	1,72	0,48	1,47	0,43
80	KOMB4	-879,46	-235,30	0,2025	1137,64	1,91	0,51	1,64	0,45
80	KOMB5	368,44	832,12	0,2025	1137,64	0,80	1,81	0,69	1,60
80	KOMB6	119,89	-797,66	0,2025	1137,64	0,26	1,73	0,22	1,53
80	KOMB7	-132,95	828,40	0,2025	1137,64	0,29	1,80	0,24	1,59
80	KOMB8	-381,50	-801,38	0,2025	1137,64	0,83	1,74	0,72	1,53
81	KOMB1	1446,84	273,84	0,2025	1137,64	3,14	0,59	2,78	0,53
81	KOMB2	-1346,26	263,04	0,2025	1137,64	2,92	0,57	2,59	0,52
81	KOMB3	1361,07	-195,02	0,2025	1137,64	2,95	0,42	2,62	0,37
81	KOMB4	-1432,02	-205,82	0,2025	1137,64	3,11	0,45	2,75	0,38
81	KOMB5	569,31	817,07	0,2025	1137,64	1,24	1,77	1,10	1,58
81	KOMB6	283,43	-745,81	0,2025	1137,64	0,62	1,62	0,55	1,42
81	KOMB7	-268,62	813,83	0,2025	1137,64	0,58	1,77	0,51	1,57
81	KOMB8	-554,50	-749,05	0,2025	1137,64	1,20	1,63	1,06	1,43
82	KOMB1	902,17	279,44	0,2025	1137,64	1,96	0,61	1,68	0,54
82	KOMB2	-770,07	267,39	0,2025	1137,64	1,67	0,58	1,43	0,52
82	KOMB3	754,18	-199,63	0,2025	1137,64	1,64	0,43	1,40	0,38
82	KOMB4	-918,06	-211,67	0,2025	1137,64	1,99	0,46	1,72	0,40
82	KOMB5	489,54	834,13	0,2025	1137,64	1,06	1,81	0,92	1,61
82	KOMB6	-3,76	-762,75	0,2025	1137,64	0,01	1,66	0,02	1,46
82	KOMB7	-12,13	830,51	0,2025	1137,64	0,03	1,80	0,01	1,60
82	KOMB8	-505,43	-766,36	0,2025	1137,64	1,10	1,66	0,96	1,46
93	KOMB1	1407,81	246,90	0,2025	1137,64	3,06	0,54	2,71	0,47
93	KOMB2	-1391,83	235,90	0,2025	1137,64	3,02	0,51	2,68	0,45
93	KOMB3	1403,25	-233,94	0,2025	1137,64	3,05	0,51	2,70	0,45
93	KOMB4	-1396,39	-244,94	0,2025	1137,64	3,03	0,53	2,68	0,47
93	KOMB5	433,25	804,02	0,2025	1137,64	0,94	1,75	0,83	1,54
93	KOMB6	418,06	-798,76	0,2025	1137,64	0,91	1,73	0,81	1,53
93	KOMB7	-406,64	800,72	0,2025	1137,64	0,88	1,74	0,78	1,54
93	KOMB8	-421,84	-802,06	0,2025	1137,64	0,92	1,74	0,81	1,54

6 aksı elastomer mesnetlerinin her iki doğrultuda TDY 2007 ve AASTHO 2002 tasarım depremi etkileri altında verilen sınır değerleri geçtiği yapılan hesaplar sonucunda görülmüştür. Benzer hesaplar diğer akslarda bulunan elastomer mesnetler için de yapılmış ve bu mesnetlerin de TDY 2007 ve AASTHO 2002 tasarım depremi etkileri altında verilen sınır değerleri geçtiği görülmüştür.

TDY 2007 ve AASTHO 2002 tasarım depremi etkileri altında her iki doğrultuda deprem takozu hesapları yapılmış ve elastomer mesnetlerin taşıyamadığı yatay kuvvetlerin deprem takozları tarafından taşınabildiği yapılan hesaplarla gösterilmiştir.

3.5. Temel Hesapları

Temeller plak elemanlar kullanılarak modellenmiş ve her iki doğrultuda da on eşit parçaya bölünmüştür. Daha sonra düşey yükler ve deprem kombinasyonları altında temel düğüm noktalarındaki çökme değerleri okunmuş ve bu değerler zemin yatak katsayısı ile çarpılarak zemin gerilmeleri elde edilmiştir . Bu gerilmeler matematiksel bir ortamda matris formunda düzenlenerek temeldeki zemin gerilmesi yayılımı çizdirilmiş ve bu gerilmelerle zemin emniyet gerilmesi kontrolleri yapılmıştır.

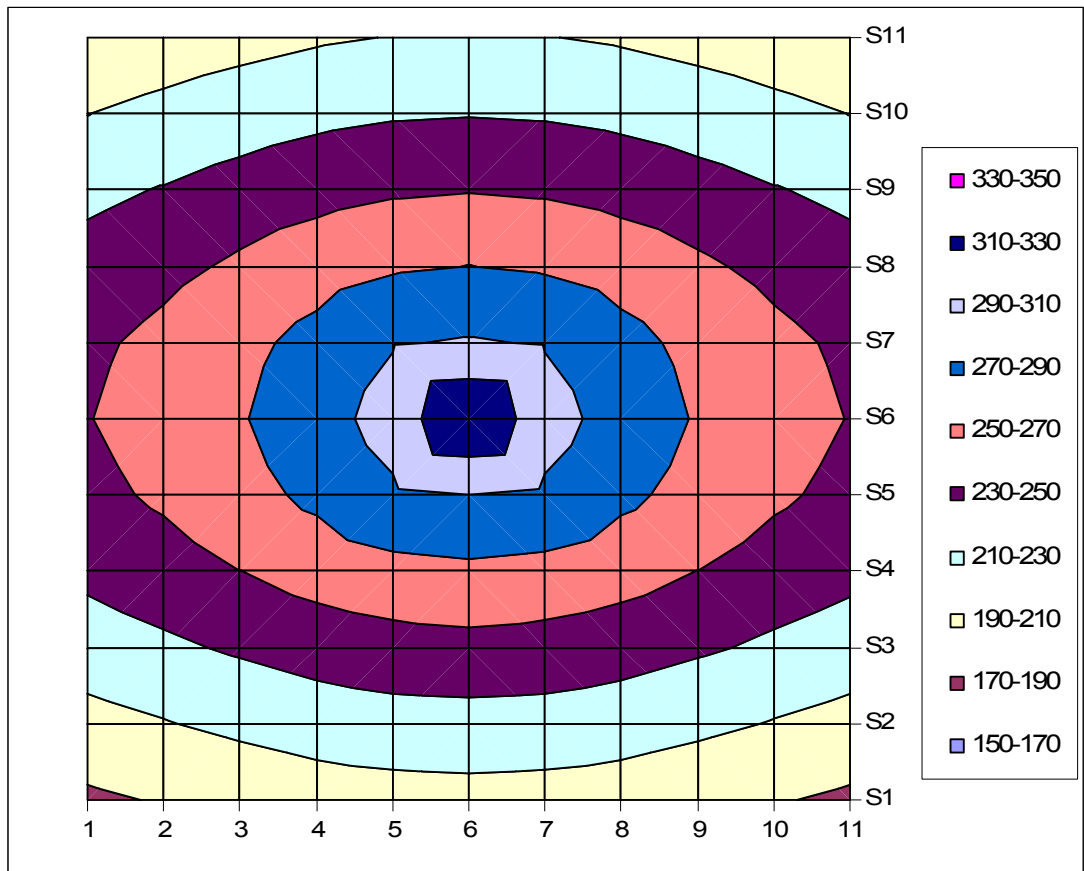


Şekil 3.10 : P6 orta ayağı temel düğüm noktası numaraları

Eğilme hesabında olduğu gibi temel hesabında da sadece P6 orta ayağı temeli için düşey yükler ve seçilen iki depremlilik kombinasyon altında zemin gerilmesi kontrolü yapılmıştır. Diğer orta ayaklar için de benzer hesap adımları izlenmiştir.

Tablo 3.25 : ÖLÜ-YÜKLER kombinasyonu zemin gerilmeleri matrisi

186,5	203,6	220,2	234,7	245,1	249,3	246,7	237,9	224,8	209,7	194
191,5	209	226,3	241,8	253,1	257,7	254,7	245,1	231,1	215,2	199,1
196,2	214,2	232,6	249,9	263	268,5	264,7	253,2	237,5	220,5	203,9
200,1	218,7	238,3	258	274,5	281,7	276,3	261,6	243,3	225,1	207,9
202,6	221,7	242,4	264	286,6	298,3	288,7	267,7	247,5	228,2	210,5
203,5	222,8	243,8	266,5	289,5	330,2	291,7	270,3	249	229,3	211,4
202,6	221,7	242,4	264	286,6	298,3	288,7	267,7	247,5	228,2	210,5
200,1	218,7	238,3	258	274,5	281,7	276,4	261,6	243,3	225,1	207,9
196,2	214,2	232,7	249,9	263	268,5	264,7	253,3	237,5	220,5	203,9
191,5	209	226,3	241,8	253,1	257,7	254,7	245,1	231,1	215,2	199,1
186,5	203,6	220,2	234,8	245,1	249,3	246,7	237,9	224,9	209,7	194

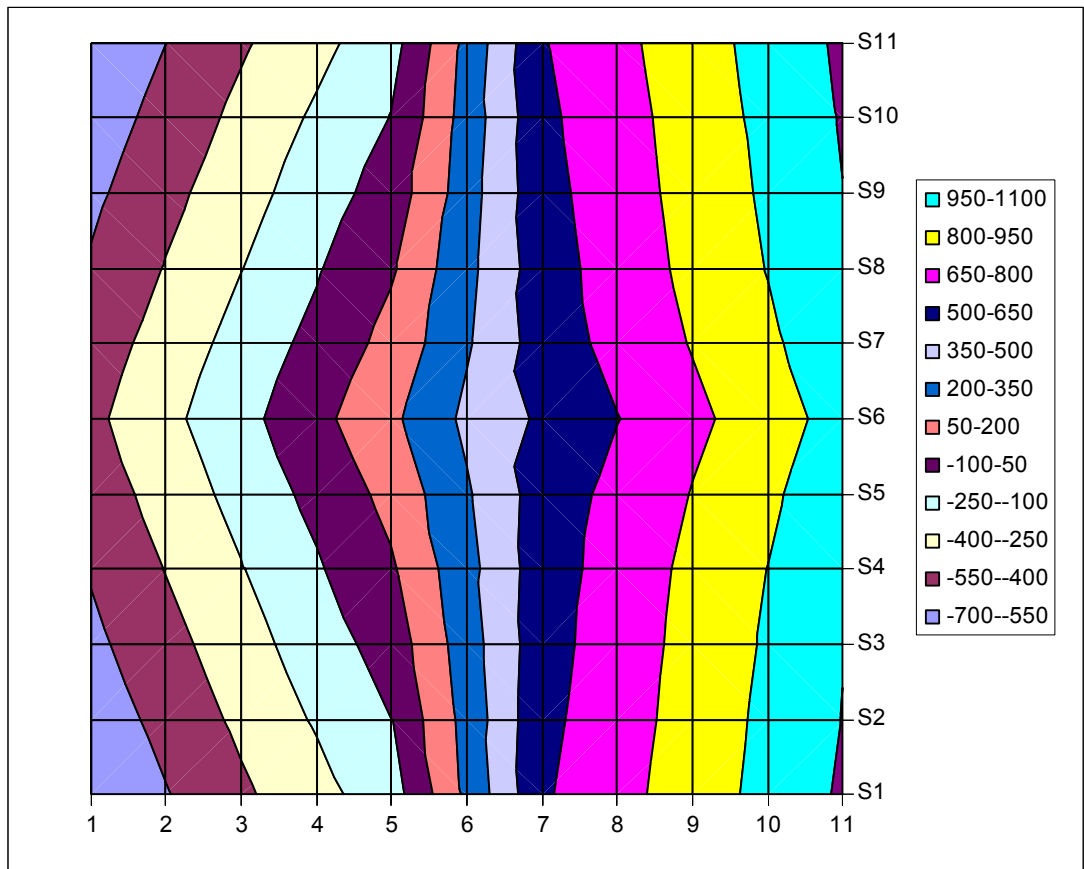


Şekil 3.11 : ÖLÜ-YÜKLER kombinasyonu zemin gerilmesi yayılımı (kN/m²)

Şekil 3.11’de de görüldüğü gibi ÖLÜ-YÜKLER kombinasyonu altında hesaplanan zemin gerilmeleri zemin emniyet gerilmesini aşmamaktadır.

Tablo 3.26 : KOMB1 kombinasyonu zemin gerilmeleri matrisi

-695,4	-640,6	-587,6	-535,5	-482,7	-434,1	-480,9	-532,2	-582,8	-634,3	-687,6
-560,3	-504,3	-449,9	-396,2	-341,4	-289,4	-339,6	-392,8	-444,9	-497,8	-552,4
-427,8	-369,4	-313	-257,6	-200,3	-144,1	-198,5	-254	-308	-362,9	-419,7
-297,2	-235,6	-175,1	-117,1	-56,9	6,1	-54,9	-113,4	-169,9	-229	-289,1
-168,3	-102	-36,4	29,6	95,2	166,8	97,3	33,4	-31,1	-95,3	-160,2
230,4	253,1	277,9	304,65	331,7	379,65	333,85	308,25	282,9	259,4	238,1
631,2	610,5	594,3	580,1	568,4	524,2	570,6	584	599,6	617,3	639,4
753,9	736,8	723,3	712,2	691,3	645,2	693,3	716	728,5	743,5	762,1
875,1	859,9	847,5	833,1	807	763,6	809	836,7	852,6	866,5	883,2
996,4	982,2	969,1	952,4	924,3	883	926,2	955,9	974,1	988,7	1004,4
1119,4	1105,5	1092,2	1074,6	1046,3	1007,6	1048,2	1078	1097,1	1111,9	1127,3

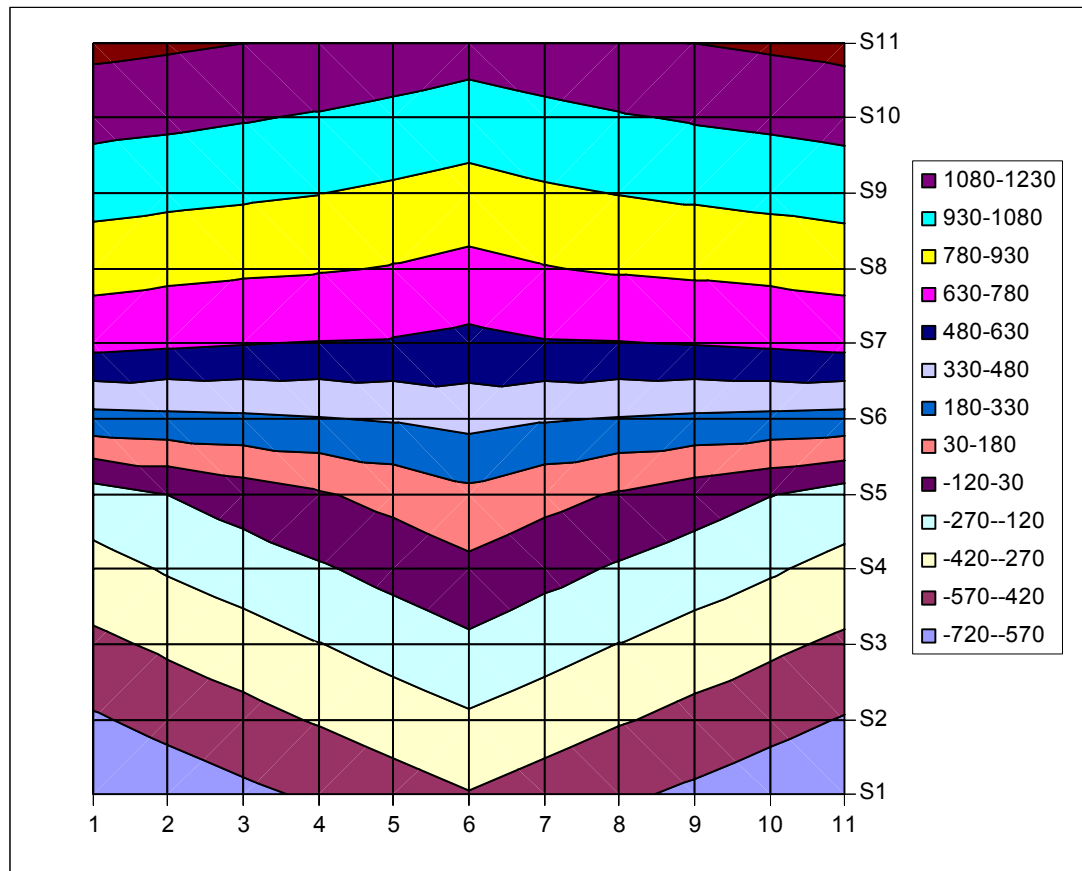


Şekil 3.12 : KOMB1 kombinasyonu zemin gerilmesi yayılımı (kN/m²)

Şekil 3.12’de KOMB1 kombinasyonu için köprü boyuna doğrultusundaki depremde P6 orta ayağı temelinde oluşan zemin gerilmeleri gösterilmektedir. Köprü boyuna doğrultusundaki depremde zemin emniyet gerilmesinin aşıldığı ve temelin zeminden ayrıldığı noktalar olduğu gözlenmiştir. Elverişsiz durumun ortadan kaldırılması için temel boyutlarının büyütülmesi önerilebilir.

Tablo 3.27 : KOMB5 kombinasyonu zemin gerilmeleri matrisi

-720,1	-586,6	-454,6	-321,8	-187,2	284,05	676,9	838,9	987,8	1129,9	1272,5
-661,2	-527,1	-393,9	-258,9	-119,8	293,95	653,2	819,1	968,6	1110,1	1252
-603,2	-468,2	-334,6	-197,3	-53,1	306,65	635,4	803,7	951,5	1090,2	1231,1
-545,4	-409,5	-274,7	-137,4	13,1	322,35	623,4	791,9	932,4	1068,1	1207,5
-487,2	-349,7	-213,1	-74	78,4	341,85	618,4	772,1	907,1	1040,7	1179,5
-429,8	-289,9	-151,1	-6,9	145,8	379,6	591,3	738,8	875,2	1008,6	1148,7
-487	-349,6	-213,2	-74,2	78,2	341,75	620,6	774,1	909	1042,4	1181,1
-543,7	-407,9	-273,1	-135,9	14,7	322,15	625,5	793,9	934,2	1069,8	1209,1
-600	-465,1	-331,5	-194,2	-50	306,4	637,3	805,6	953,3	1091,8	1232,5
-656,6	-522,5	-389,3	-254,2	-115,1	293,65	655	820,9	970,3	1111,7	1253,4
-714	-580,4	-448,4	-315,6	-180,9	283,65	678,6	840,6	989,5	1131,4	1273,9



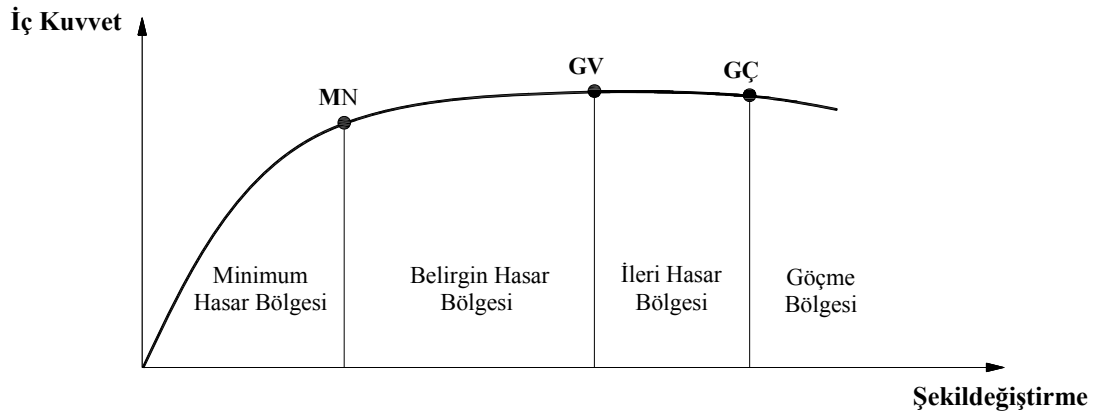
Şekil 3.13 : KOMB5 kombinasyonu zemin gerilmesi yayılımı (kN/m²)

Şekil 3.13’de KOMB5 kombinasyonu için köprü enine doğrultusundaki depremde P6 orta ayağı temelinde oluşan zemin gerilmeleri gösterilmektedir. Köprü enine doğrultusundaki depremde zemin emniyet gerilmesinin aşıldığı ve temelin zeminden ayrıldığı noktalar olduğu gözlenmiştir. Elverişsiz durumun ortadan kaldırılması için temel boyutlarının büyültülmesi önerilebilir.

4. DOĞRUSAL ELASTİK YÖNTEMLE PERFORMANSIN BELİRLENMESİ

4.1. Kesit Hasar Sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dir. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu sınıflandırma geçerli değildir [1].



Şekil 4.1 : Kesit hasar bölgeleri ve performans sınırları grafiği

4.2. Kesit Hasar Bölgeleri

Kritik kesitlerin hasarı MN'ye ulaşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi'nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde, GÇ'yi aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde yer alırlar [1].

4.3. Kesit ve Eleman Hasarlarının Tanımlanması

Hesaplanan iç kuvvetlerin ve/veya şekil değiştirmelerin, kesit hasar sınırına karşı gelmek üzere tanımlanan sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda, kesitlerin

hangi hasar bölgelerinde olduğuna karar verilecektir. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir [1].

4.4. Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

- a) Deprem etkisinin tanımında verilen elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılacak, ancak farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum değiştirilecektir. Deprem hesabında tanımlanan yapı önem katsayısı uygulanmayacaktır. ($I=1$)
- b) Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirilecektir. Hareketli düşey yükler, deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır.
- c) Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etkitilecektir.
- d) Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem etkileri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanacaktır.
- e) Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre tanımlanan bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır. Bu katsayı malzeme karakteristik dayanımlarına uygulanacaktır. Hesaplarda bilgi düzeyi katsayı “1” alınmıştır.

Tablo 4.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayıları

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0,75
Orta	0,90
Kapsamlı	1,00

- f) Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir.
 - Analizde beton ve donatı çeliğinin tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacaktır.
 - Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0,0035, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi 0,015 alınabilir.

- Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemlili diyagramlar olarak modellenir.
- g) Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak tanımlanır.
- h) Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlama kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılacaktır.
- Kirişlerde : $(EI)_e = 0,40(EI)_o$
 - Kolon ve perdelerde, $N_D/(A_c f_{cm}) \leq 0,10$ olması durumunda : $(EI)_e = 0,40(EI)_o$
 $N_D/(A_c f_{cm}) \geq 0,40$ olması durumunda : $(EI)_e = 0,80(EI)_o$

Eksenel basınç kuvveti N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır [1].

4.5. Yapı Elemanlarında Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi

- a) Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde kiriş, kolon ve perde elemanlarının ve güçlendirilmiş dolgu duvarı kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılacaktır.
- b) Betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise “sünek”, kesme ise “gevrek” olarak sınıflandırılır.
- c) Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e 'nin tanımlanan bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kapasitesinin V_r 'yi aşmaması gerekmektedir. Kolon kiriş ve perdelerde V_e 'nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri

kullanılacaktır. Düşey yükler ile birlikte $R_a=1$ alınarak depremden hesaplanan toplam kesme kuvvetinin V_e 'den küçük olması durumunda ise V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır. Yukarıda verilen süneklik koşullarını sağlamayan betonarme elemanlar, gevrek olarak hasar gören elemanlar olarak tanımlanacaktır.

- d) Sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranı, deprem etkisi altında $R_a=1$ alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Etki/kapasite oranının hesabında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır.
- e) Kesit artık moment kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkıdır.
- f) Hesaplanan kolon etki/kapasite oranları (r), verilen sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilecektir. **Tablo 4.2**'deki ara değerler için doğrusal enterpolasyon uygulanacaktır.

Tablo 4.2 : Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s)

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$N_k/A_c f_{cm}$	Sargılama	$V_e/b_w d f_{cm}$	MN	GV	GÇ
$\leq 0,1$	Var	$\leq 0,65$	3	6	8
$\leq 0,1$	Var	$\geq 1,35$	2,5	5	6
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Var	$\leq 0,65$	2	4	6
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Var	$\geq 1,35$	1,5	2,5	3,5
$\leq 0,1$	Yok	$\leq 0,65$	2	3,5	5
$\leq 0,1$	Yok	$\geq 1,35$	1,5	2,5	3,5
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Yok	$\leq 0,65$	1,5	2	3
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Yok	$\geq 1,35$	1	1,5	2
$\geq 0,7$	-	-	1	1	1

- g) Doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda yapılan karşılaştırmalara ek olarak, yapının herhangi bir katındaki kolon veya perdelerin görelî kat ötelemeleri verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilecektir. Bu karşılaştırmaların daha elverişsiz sonuçlar vermesi durumunda, o katta ilgili kolon veya perdenin alt ve üst kesitlerinde yapılan hasar değerlendirmeleri göz önüne alınmayacaktır. δ_{ij} i'inci katta j'inci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında

yer değiştirme farkı olarak hesaplanan görelı kat ötelemesini, h_{ij} ise ilgili elemanın yüksekliğini göstermektedir [1].

Tablo 4.3 : Görelı kat ötelemesi sınırları

Görelı Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
δ_{ij}/h_{ij}	0,01	0,03	0,04

4.6. Yük Kombinasyonları

ÖLÜ-YÜKLER (G) : Öz ağırlık + asfalt + korkuluk yükleri

HAREKETLİ (Q) : Trafik+yaya yükleri

Specx : Köprü boyuna yönünde modal tasarım depremi etkileri (TDY 2007'ye göre)

Specy : Köprü enine yönünde modal tasarım depremi etkileri (TDY 2007'ye göre)

KOMB1 : G+nQ+Specx

KOMB2 : G+nQ-Specx

KOMB3 : G+nQ+Specy

KOMB4 : G+nQ-Specy

KOMB5 : 0,9G+Specx

KOMB6 : 0,9G-Specx

KOMB7 : 0,9G+Specy

KOMB8 : 0,9G-Specy

Tablo 4.4 : Ayak çatlamış kesit rijitlikleri

Ayak No	Kesit m	KOMBİNASYON	P kN	$N_D/(A_c f_{cm})$	$(EI)_e$
P1	1,25	G+nQ	-25887,903	0,12	0,43
P2	1,25	G+nQ	-26558,278	0,13	0,43
P3	1,25	G+nQ	-27298,907	0,13	0,44
P4	1,25	G+nQ	-27861,031	0,13	0,44
P5	1,25	G+nQ	-28780,937	0,14	0,45
P6	1,25	G+nQ	-27759,364	0,13	0,44
P7	1,25	G+nQ	-27442,637	0,13	0,44
P8	1,25	G+nQ	-26313,943	0,12	0,43
PA1	1	G+nQ	-3338,119	0,03	0,40
PA2	1	G+nQ	-3162,362	0,03	0,40
PA3	1	G+nQ	-3106,948	0,03	0,40
PA4	1	G+nQ	-3181,849	0,03	0,40
PA5	1	G+nQ	-3396,571	0,03	0,40
PB1	1	G+nQ	-3510,774	0,03	0,40
PB2	1	G+nQ	-3340,909	0,03	0,40
PB3	1	G+nQ	-3285,885	0,03	0,40
PB4	1	G+nQ	-3362,123	0,03	0,40
PB5	1	G+nQ	-3573,332	0,03	0,40

Çatlamış kesit rijitlikleri kirişlerde $(EI)_e=0,40(EI)_o$, kolonlarda ise **Tablo 4.4'**de hesaplandığı şekilde dikkate alınmıştır.

4.7. Deprem Etki Seviyeleri

Servis Depremi : 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremi esas almaktadır. Servis depreminin tekrarlama periyodu 75 yıldır.

Tasarım Depremi : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi esas almaktadır. Tasarım depreminin tekrarlama periyodu 474 yıldır.

En Büyük Deprem : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremi esas almaktadır. En büyük depremin tekrarlama periyodu 2475 yıldır.

4.8. Performans Belirlemede Kullanılan Yöntem

Kolonların etki/kapasite oranı ardışık yaklaşım yapılarak belirlenmiştir. Bu amaçla başlangıçta r için bir tahmin yapılır. N_E deprem hesabından bilindiğinden N_A hesaplanır ve N_D bilindiğine göre N_K bulunur. Buna bağlı olarak M_K moment kapasitesi kesit hesabından elde edilir ve bundan M_D çıkarılarak M_A hesaplanır. M_A ve M_E kullanılarak r 'nin yeni değeri elde edilir ve başa dönülerek ardışık yaklaşımın bir sonraki adımına geçilir. Bir önceki adımda bulunana yeteri kadar yakın olarak elde edilen son ardışık yaklaşım adımındaki r değeri, kesitin eğilme ve eksenel kuvvet altındaki etki/kapasite oranı olarak tanımlanır. Son adımdaki M_A ve N_A değeri kullanılarak M_K ve N_K hesaplanır. Elde edilen N_K , hasar sınırlarını tanımlayan **Tablo 4.2'**de göz önüne alınacak olan eksenel kuvvettir [1].

M_A : Artık moment kapasitesi

M_D : Düşey yüklerden oluşan moment

M_E : Deprem yükleri altında oluşan moment

M_K : Mevcut malzeme dayanımlarına göre hesaplanan moment kapasitesi

N_A : Artık moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet

N_D : Düşey yüklerden oluşan eksenel kuvvet

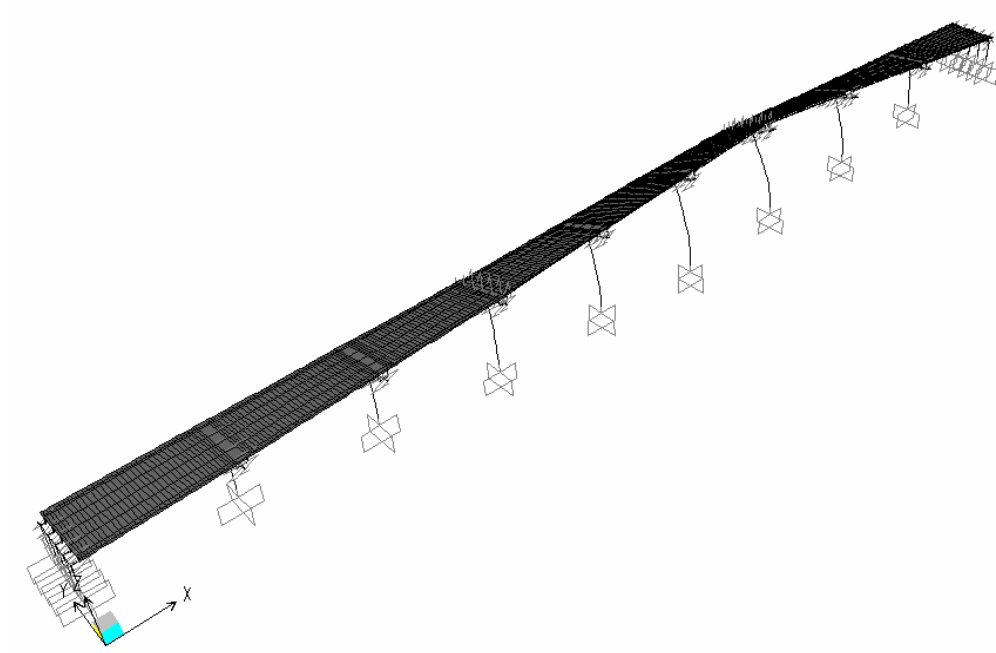
N_E : Deprem yükleri altında oluşan eksenel kuvvet

N_K : Kesit moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet

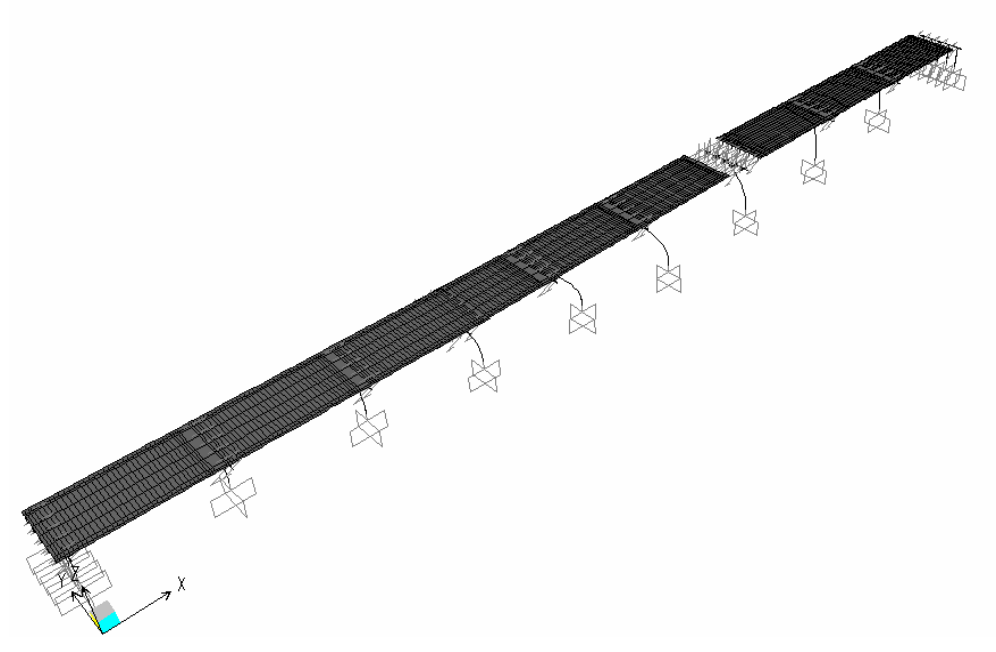
r : etki/kapasite oranı

r_s : etki/kapasite oranının sınır değeri

4.9. Analiz Mod Şekilleri



Şekil 4.2a : 1. mod şekli ($T_y=3,359s$)



Şekil 4.2b : 2. mod şekli ($T_x=2,695s$)

4.10. P6 Ayağının Servis Depremi İçin Performansının Belirlenmesi

Tablo 4.5'de P6 ayağına ait kesit tesirleri sabit yükler, hareketli yükler ve deprem yükleri için verilmiştir.

Tablo 4.5 : P6 ayağı kesit tesirleri (SD)

KOMBİNASYON	Kesit	P	V ₂	V ₃	M ₂	M ₃
	m	kN	kN	kN	kNm	kNm
ÖLÜ_YÜKLER	1,25	-26653,80	-0,82	4,75	1083,58	-19,66
ÖLÜ_YÜKLER	24,25	-22589,55	-0,82	4,75	974,25	-0,89
HAREKETLİ	1,25	-3684,97	-0,17	-6,85	-744,84	-4,17
HAREKETLİ	24,25	-3684,97	-0,17	-6,85	-587,34	-0,19
MIN_DEP_X	1,25	206,72	1608,69	18,93	111,08	34116,56
MIN_DEP_X	24,25	206,63	1309,59	7,16	93,90	1423,14
MIN_DEP_Y	1,25	28,97	64,85	3010,76	58773,91	288,87
MIN_DEP_Y	24,25	28,91	18,30	2339,51	8748,96	19,89

Tablo 4.6'da **Tablo 4.5'**de verilen kesit tesirlerinin süperpozisyonu, **Bölüm 4.6'**da oluşturulan kombinasyonlar için yapılmıştır.

Tablo 4.6 : P6 ayağı kesit tesirleri süperpozisyonu (SD)

KOMBİNASYON	Kesit	P _d	M _d	V _d
	m	kN	kNm	kN
KOMB1	1,25	-27552,57	34109,48	1607,97
KOMB1	24,25	-23488,41	1678,75	1308,76
KOMB2	1,25	-27966,01	34145,69	1609,64
KOMB2	24,25	-23901,67	1588,66	1310,47
KOMB3	1,25	-27730,32	59634,64	3014,14
KOMB3	24,25	-23666,13	9547,03	2342,27
KOMB4	1,25	-27788,26	57914,62	3008,78
KOMB4	24,25	-23723,95	7950,93	2336,89
KOMB5	1,25	-23781,70	34116,17	1608,12
KOMB5	24,25	-20123,97	1722,02	1308,91
KOMB6	1,25	-24195,14	34145,20	1609,49
KOMB6	24,25	-20537,22	1624,98	1310,33
KOMB7	1,25	-23959,45	59749,75	3015,72
KOMB7	24,25	-20301,68	9625,80	2343,85
KOMB8	1,25	-24017,39	57799,51	3007,20
KOMB8	24,25	-20359,50	7872,16	2335,30

Tablo 4.7'de P6 ayağı moment kapasitesi üst ve alt uçlar için hesaplanmıştır.

Tablo 4.7 : P6 ayağı moment kapasitesi (SD)

KOMBİNASYON	Kesit	n	k ₂	μ	m	M _{kapasite}
	m	–	–	–	–	kNm
KOMB1	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	95997,84
KOMB1	24,25	0,10	0,90	0,31	0,11	76936,28
KOMB2	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	96184,51

KOMB2	24,25	0,10	0,90	0,31	0,11	77154,01
KOMB3	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	96082,40
KOMB3	24,25	0,10	0,90	0,31	0,11	77044,97
KOMB4	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	96108,38
KOMB4	24,25	0,10	0,90	0,31	0,11	77073,28
KOMB5	1,25	0,10	0,93	0,44	0,14	94205,39
KOMB5	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	75088,82
KOMB6	1,25	0,11	0,93	0,44	0,14	94409,88
KOMB6	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	75322,49
KOMB7	1,25	0,10	0,93	0,44	0,14	94297,16
KOMB7	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	75204,83
KOMB8	1,25	0,10	0,93	0,44	0,14	94325,64
KOMB8	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	75235,18

Tablo 4.8'de eleman kırılma türü belirlenmiştir. Bu kontrol yapılırken betonun ve kesme donatısının taşıdığı kesme kuvvetlerinin toplamından kesitin kesme dayanımı bulunmuştur. **Tablo 4.7'**de hesaplanan moment kapasitelerinden tasarım kesme kuvveti hesaplanmıştır. Daha sonra tasarım kesme kuvveti ile **Tablo 4.6'**da analiz sonuçlarından elde edilen kesme kuvveti karşılaştırılmış, analiz sonuçlarından elde edilen kesme kuvvetinin tasarım kesme kuvvetinden küçük olması durumunda analiz sonuçlarından elde edilen kesme kuvveti, büyük olması durumunda ise tasarım kesme kuvveti alınarak hesaplara devam edilmiştir. Hesaplarda kullanılan kesme kuvvetinin kesitin kesme dayanımından ve $0,22A_wf_{cd}$ 'den küçük olması durumunda eleman kırılma türünün sünek olduğunu gösterilmiştir.

Tablo 4.8 : P6 ayağı kırılma türü (SD)

KOMBİNASYON	Kesit	V _c	V _w	V _r	V _e	V	Eleman Kırılma Türü
	m	kN	kN	kN	kN	kN	
KOMB1	1,25	8405,65	6403,67	14809,32	7519,22	1607,97	SÜNEK
KOMB1	24,25	8566,84	2175,58	10742,42		1308,76	SÜNEK
KOMB2	1,25	8405,69	6403,67	14809,36	7536,80	1609,64	SÜNEK
KOMB2	24,25	8566,88	2175,58	10742,46		1310,47	SÜNEK
KOMB3	1,25	8405,67	6403,67	14809,34	7527,62	3014,14	SÜNEK
KOMB3	24,25	8566,86	2175,58	10742,44		2342,27	SÜNEK
KOMB4	1,25	8405,67	6403,67	14809,34	7529,98	3008,78	SÜNEK
KOMB4	24,25	8566,86	2175,58	10742,44		2336,89	SÜNEK
KOMB5	1,25	8405,34	6403,67	14809,01	7360,95	1608,12	SÜNEK
KOMB5	24,25	8566,56	2175,58	10742,14		1308,91	SÜNEK
KOMB6	1,25	8405,37	6403,67	14809,04	7380,01	1609,49	SÜNEK
KOMB6	24,25	8566,59	2175,58	10742,17		1310,33	SÜNEK
KOMB7	1,25	8405,36	6403,67	14809,03	7369,99	3015,72	SÜNEK
KOMB7	24,25	8566,57	2175,58	10742,15		2343,85	SÜNEK
KOMB8	1,25	8405,36	6403,67	14809,03	7372,55	3007,20	SÜNEK
KOMB8	24,25	8566,58	2175,58	10742,16		2335,30	SÜNEK

Tablo 4.9'da **Bölüm 4.8**'de doğrusal yöntemle performans değerlendirmede kullanılan ardışık yaklaşım yöntemi uygulanmış ve alt uç için her kombinasyonda kesitin etki/kapasite oranları bulunmuştur.

Tablo 4.9 : P6 ayağı alt ucu etki/kapasite oranı (SD)

KOMBİNASYON	r	N _E	N _D	N _K	M _E	M _D	M _K	r
	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	-
KOMB1	2,00	206,72	-27759,29	-27655,93	34116,75	1307,21	96046,90	0,36
KOMB2	2,00	-206,72	-27759,29	-27862,65	34116,75	1307,21	96135,82	0,36
KOMB3	2,00	28,97	-27759,29	-27744,80	58774,62	1307,21	96089,25	0,62
KOMB4	2,00	-28,97	-27759,29	-27773,78	58774,62	1307,21	96101,53	0,62
KOMB5	2,00	206,72	-23988,42	-23885,06	34116,75	975,38	94259,07	0,37
KOMB6	2,00	-206,72	-23988,42	-24091,78	34116,75	975,38	94356,59	0,37
KOMB7	2,00	28,97	-23988,42	-23973,93	58774,62	975,38	94304,66	0,63
KOMB8	2,00	-28,97	-23988,42	-24002,90	58774,62	975,38	94318,15	0,63

Tablo 4.9'da hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları, **Tablo 4.10**'da eksenel kuvvet ve kesme kuvveti oranları ile kesitte sargılamının olup olmaması dikkate alınarak ayak alt ucu için hesaplanmış sınır etki/kapasite oranları ile karşılaştırılarak kesit hasar bölgesi belirlenmiştir.

Tablo 4.10 : P6 ayağı alt ucu hasar bölgesi (SD)

N _K /A _c f _{cm}	V _e /b _w d _f ctm	Hasar Sınırı			Hasar Bölgesi
		MN	GV	GÇ	
0,13	0,10	2,91	5,81	7,81	MHB
0,13	0,10	2,89	5,78	7,78	MHB
0,13	0,18	2,90	5,80	7,80	MHB
0,13	0,18	2,90	5,79	7,79	MHB
0,11	0,10	2,97	5,93	7,93	MHB
0,12	0,10	2,95	5,89	7,89	MHB
0,11	0,18	2,96	5,91	7,91	MHB
0,11	0,18	2,96	5,91	7,91	MHB

Tablo 4.10'da 8 adet yük birleşimi için ayak alt ucunda yapılan hesaplar sonucunda, ayak alt ucunun minimum hasar bölgesinde olduğu görülmüştür.

Tablo 4.11'de P6 orta ayağı için görelî öteleme kontrolü yapılmış ve bu kontrol sonucunda kolonun köprü boyuna doğrultusundaki deprem etkileri altında minimum hasar bölgesinde olduğu, köprü enine doğrultusundaki deprem etkileri altında ise belirgin hasar bölgesinde olduğu görülmüştür.

Tablo 4.11 : P6 ayağı görelî öteleme kontrolü (SD)

KOMBİNASYON	Kesit	Δ_x	Δ_y	Δ_x/h	Δ_y/h		
	m	cm	cm	–	–		
ÖLÜ-YÜKLER	1,25	0,00000	0,00000	0,00000	0,00026		
ÖLÜ-YÜKLER	24,25	-0,00793	0,60174				
HAREKETLİ	1,25	0,00000	0,00000	0,00000	-0,00017		
HAREKETLİ	24,25	-0,00168	-0,39897				
MIN_DEP_X	1,25	0,00000	0,00000	0,00595	0,00002		
MIN_DEP_X	24,25	13,67945	0,03901				
MIN_DEP_Y	1,25	0,00000	0,00000	0,00005	0,01027	Hasar Bölgesi	
MIN_DEP_Y	24,25	0,11669	23,62083				
KOMB1	1,25	0,00000	0,00000	0,00594	0,00023	MHB	-
KOMB1	24,25	13,67102	0,52106				
KOMB2	1,25	0,00000	0,00000	-0,00595	0,00019	MHB	-
KOMB2	24,25	-13,68788	0,44304				
KOMB3	1,25	0,00000	0,00000	0,00005	0,01048	-	BHB
KOMB3	24,25	0,10826	24,10288				
KOMB4	1,25	0,00000	0,00000	-0,00005	-0,01006	-	BHB
KOMB4	24,25	-0,12512	-23,13878				
KOMB5	1,25	0,00000	0,00000	0,00594	0,00025	MHB	-
KOMB5	24,25	13,67231	0,58058				
KOMB6	1,25	0,00000	0,00000	-0,00595	0,00022	MHB	-
KOMB6	24,25	-13,68659	0,50255				
KOMB7	1,25	0,00000	0,00000	0,00005	0,01051	-	BHB
KOMB7	24,25	0,10955	24,16240				
KOMB8	1,25	0,00000	0,00000	-0,00005	-0,01003	-	BHB
KOMB8	24,25	-0,12383	-23,07927				

Doğrusal yöntemle performans belirlemede elde edilen sonuçlarla görelî öteleme kontrolünden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve görelî öteleme kontrolünden elde edilen sonuçların daha elverişsiz olduğu görülmüştür. Bu durumda elverişsiz olan sonuçlar dikkate alındığından, servis depremi etkileri altında P6 orta ayağının hasar durumunun belirgin hasar bölgesinde olduğunu görülmüştür.

Servis depremi etkileri için doğrusal yöntemle performans belirlemede viyadük genelinde P6 ayağı dışında diğer orta ve kenar ayakların minimum hasar bölgesinde, P6 ayağının ise belirgin hasar bölgesinde olduğu görülmüştür.

4.11. P6 Ayağının En Büyük Deprem İçin Performansının Belirlenmesi

Bölüm 4.10'daki benzer hesap adımları izlenmiş ve P6 ayağının en büyük deprem için performansı belirlenmiştir.

Tablo 4.12'de P6 ayağına ait kesit tesirleri sabit yükler, hareketli yükler ve deprem yükleri için alınmıştır.

Tablo 4.12 : P6 ayağı kesit tesirleri (EBD)

KOMBİNASYON	Kesit	P	V ₂	V ₃	M ₂	M ₃
	m	kN	kN	kN	kNm	kNm
ÖLÜ-YÜKLER	1,25	-26653,80	-0,82	4,75	1083,58	-19,66
ÖLÜ-YÜKLER	24,25	-22589,55	-0,82	4,75	974,25	-0,89
HAREKETLİ	1,25	-3684,97	-0,17	-6,85	-744,84	-4,17
HAREKETLİ	24,25	-3684,97	-0,17	-6,85	-587,34	-0,19
MAKS_DEP_X	1,25	619,85	4826,06	56,79	333,14	102350,98
MAKS_DEP_X	24,25	619,58	3928,83	21,47	281,42	4269,46
MAKS_DEP_Y	1,25	86,67	194,35	9030,89	176317,52	865,07
MAKS_DEP_Y	24,25	86,48	54,88	7017,25	26142,96	59,63

Tablo 4.13 : P6 ayağı kesit tesirleri süperpozisyonu (EBD)

KOMBİNASYON	Kesit	P	M _d	V _d
	m	kN	kNm	kN
KOMB1	1,25	-27139,44	102337,02	4825,56
KOMB1	24,25	-23075,46	4402,90	3928,04
KOMB2	1,25	-28379,14	102373,25	4827,24
KOMB2	24,25	-24314,62	4301,54	3929,74
KOMB3	1,25	-27672,62	177179,66	9035,66
KOMB3	24,25	-23608,56	26941,08	7020,16
KOMB4	1,25	-27845,96	175459,64	9030,31
KOMB4	24,25	-23781,52	25344,98	7014,77
KOMB5	1,25	-23368,57	102341,65	4825,72
KOMB5	24,25	-19711,02	4423,01	3928,18
KOMB6	1,25	-24608,27	102370,69	4827,08
KOMB6	24,25	-20950,17	4311,57	3929,60
KOMB7	1,25	-23901,75	177294,77	9037,25
KOMB7	24,25	-20244,11	27019,85	7021,74
KOMB8	1,25	-24075,09	175344,53	9028,72
KOMB8	24,25	-20417,08	25266,21	7013,19

Tablo 4.14 : P6 ayağı moment kapasitesi (EBD)

KOMBİNASYON	Kesit	n	k ₂	μ	m	M _{kapasite}
	m	—	—	—	—	kNm
KOMB1	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	95816,25
KOMB1	24,25	0,10	0,90	0,31	0,11	76723,00
KOMB2	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	96376,23
KOMB2	24,25	0,11	0,90	0,31	0,11	77376,28
KOMB3	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	96061,25
KOMB3	24,25	0,10	0,90	0,31	0,11	77027,60
KOMB4	1,25	0,12	0,93	0,44	0,14	96139,54
KOMB4	24,25	0,10	0,90	0,31	0,11	77118,10
KOMB5	1,25	0,10	0,93	0,44	0,14	94005,08
KOMB5	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	74859,86
KOMB6	1,25	0,11	0,93	0,44	0,14	94618,52
KOMB6	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	75561,01
KOMB7	1,25	0,10	0,93	0,44	0,14	94272,79
KOMB7	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	75184,46
KOMB8	1,25	0,10	0,93	0,44	0,14	94358,56
KOMB8	24,25	0,09	0,90	0,31	0,11	75281,67

Tablo 4.14'de P6 ayağı moment kapasitesi değerleri alt ve üst uçlar için her kombinasyon altında hesaplanmıştır. P6 ayağı alt ucu KOMB1 kombinasyonundan elde edilen tesirler altında hesaplanan M_{kapasite} için örnek hesap aşağıdaki gibidir.

$$\bar{n} = \frac{N_d}{0,85h^2f_{cd}} \quad (4.1)$$

$$\bar{n} = \frac{27139,44 \times 10^3}{0,85 \times 3000^2 \times 30} = 0,118$$

$$\bar{m}_1 = \frac{M_d}{0,85h^3f_{cd}} \quad (4.2)$$

$$\bar{m}_1 = \frac{102337,02 \times 10^6}{0,85 \times 3000^3 \times 30} = 0,149$$

$$\alpha = \frac{h - 2h'}{h} \quad (4.3)$$

$$\alpha = \frac{3000 - 2 \times 190}{3000} = 0,873$$

$$k_2 = \frac{\frac{\bar{m}}{\bar{n}} \times \frac{0,8}{\alpha} + 0,20}{\frac{\bar{m}}{\bar{n}} + 0,20} \quad (4.4)$$

$$k_2 = \frac{\frac{0,149}{0,118} \times \frac{0,8}{0,873}}{\frac{0,149}{0,118} + 0,20} = 0,928$$

$$\mu_\alpha = \frac{A_s}{\frac{\pi}{4}h^2} \times \frac{f_{yd}}{0,85f_{cd}} \quad (4.5)$$

$$\mu_\alpha = \frac{216 \times 0,785 \times 32^2}{\frac{\pi}{4} \times 3000^2} \times \frac{420}{0,85 \times 30} = 0,405$$

$$\mu_\alpha = k_2 \bar{\mu}_{0,8} \quad (4.6)$$

$$\mu_{0,8} = \frac{0,405}{0,928} = 0,436$$

$$\bar{n} < 0,35 \text{ hali}$$

$$\bar{\mu} = 4,78\bar{m} + 2,22\bar{m}\bar{n} + 1,92\bar{n}^2 - 1,57\bar{n} - 0,107 \quad (4.7)$$

$$0,35 \leq \bar{n} < 0,70 \text{ hali}$$

$$\bar{\mu} = 5,57\bar{m} + 0,93\bar{n}^2 - 0,32\bar{n} - 0,424 \quad (4.8)$$

$$\bar{n} > 0,70 \text{ hali}$$

$$\bar{\mu} = 6,61\bar{m} - 1,48\bar{m}\bar{n} + 1,32\bar{n} - 1,112 \quad (4.9)$$

$\bar{n} < 0,35$ olduğundan $\bar{m}_2$ kapasitesi hesaplanırken **Denklem 4.7** kullanılmıştır.

$$\bar{\mu} = 4,78\bar{m} + 2,22\bar{m}\bar{n} + 1,92\bar{n}^2 - 1,57\bar{n} - 0,107$$

$$0,436 = 4,78\bar{m} + 2,22 \times 0,118 \times \bar{m} + 1,92 \times 0,118^2 - 1,57 \times 0,118 - 0,107$$

$$\bar{m}_2 = 0,139$$

Hesaplar sonucunda elde edilen $\bar{m}_2$ değeri $\bar{m}_1$ değerine yeter yaklaşıklıkta olduğundan, iterasyonlara birinci adımda son verilmiş ve kapasite momenti hesaplanırken $\bar{m}_2$ değeri kullanılmıştır.

$$0,139 = \frac{M_d \times 10^6}{0,85 \times 3000^3 \times 30}$$

$$M_{\text{kapasite}} = 95816,25 \text{ kNm}$$

Tablo 4.15 : P6 ayağı kırılma türü (EBD)

KOMBİNASYON	Kesit	V _c	V _w	V _r	V _e	V	Eleman Kırılma Türü
	m	kN	kN	kN	kN	kN	
KOMB1	1,25	8405,62	6403,67	14809,29	7502,05	4825,56	SÜNEK
KOMB1	24,25	8566,81	2175,58	10742,39		3928,04	SÜNEK
KOMB2	1,25	8405,72	6403,67	14809,39	7554,80	4827,24	SÜNEK
KOMB2	24,25	8566,91	2175,58	10742,49		3929,74	SÜNEK
KOMB3	1,25	8405,66	6403,67	14809,33	7525,95	7525,95	SÜNEK
KOMB3	24,25	8566,85	2175,58	10742,43		7020,16	SÜNEK
KOMB4	1,25	8405,68	6403,67	14809,35	7533,28	7533,28	SÜNEK
KOMB4	24,25	8566,87	2175,58	10742,45		7014,77	SÜNEK
KOMB5	1,25	8405,31	6403,67	14808,98	7342,29	4825,72	SÜNEK
KOMB5	24,25	8566,52	2175,58	10742,10		3928,18	SÜNEK
KOMB6	1,25	8405,41	6403,67	14809,08	7399,45	4827,08	SÜNEK
KOMB6	24,25	8566,63	2175,58	10742,21		3929,60	SÜNEK
KOMB7	1,25	8405,35	6403,67	14809,02	7368,04	7368,04	SÜNEK
KOMB7	24,25	8566,57	2175,58	10742,15		7021,74	SÜNEK
KOMB8	1,25	8405,36	6403,67	14809,03	7376,00	7376,00	SÜNEK
KOMB8	24,25	8566,58	2175,58	10742,16		7013,19	SÜNEK

Tablo 4.15 'de P6 ayağı kırılma türü alt ve üst uçlar için her kombinasyon altında hesaplanmıştır.

V_{cr} : Kesitin kesmede çatlama dayanımı

$$V_{cr} = 0,65f_{ctd}b_w d \left(1 + \frac{\gamma N_d}{A_c} \right) \quad (4.10)$$

$$V_{cr} = 0,65 \times 1,917 \times 3000 \times 2810 \times \left(1 + \frac{0,07 \times 27139,44}{7068583,471} \right) / 10^3 = 10507,02 \text{ kN}$$

V_c : Betonun kesme dayanımına katkısı

$$V_c = 0,8V_{cr} \quad (4.11)$$

$$V_c = 0,8 \times 10507,02 = 8405,62 \text{ kN}$$

V_w : Kayma donatısının taşıdığı kesme kuvveti

$$V_w = \frac{A_s f_{yd} d}{s} \quad (4.12)$$

$$V_{walt} = \frac{6 \times 0,785 \times 12^2 \times 420 \times 2810}{125 \times 10^3} = 6403,67 \text{ kN}$$

V_r : Kesitin kesme dayanımı

$$V_r = V_c + V_w \quad (4.13)$$

$$V_{\text{ralt}} = 8405,62 + 6403,67 = 14839,29\text{kN}$$

V_e : Eğilme kapasitesi ile uyumlu kapasite kesme kuvveti

$$V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{l_n} \quad (4.14)$$

$$V_e = \frac{95816,25 + 76723}{24,25 - 1,25} = 7502,05\text{kN}$$

$7502,05 > 4825,56\text{kN}$ olduğundan $V=4825,56\text{kN}$ alınarak hesaplara devam edilmiştir.

$$0,22A_w f_{cd} = 0,22 \times 3000 \times 2810 \times 30/10^3 = 55638\text{kN}$$

$V < V_r$ ve $V < 0,22A_w f_{cd}$ kontrolleri yapılarak eleman kırılma türünün sünek yada gevrek olduğuna karar verilmiştir. Hesaplanan V değeri her iki koşulu da sağladığı için eleman kırılma türü sünektir.

Tablo 4.16 : P6 ayağı alt ucu etki/kapasite oranı (EBD)

KOMBİNASYON	r	N _E	N _D	N _K	M _E	M _D	M _K	r
	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	-
KOMB1	2,00	619,85	-27759,29	-27449,37	102351,52	1307,21	95964,48	1,08
KOMB2	2,00	-619,85	-27759,29	-28069,21	102351,52	1307,21	96231,37	1,08
KOMB3	2,00	86,67	-27759,29	-27715,95	176319,65	1307,21	96081,78	1,86
KOMB4	2,00	-86,67	-27759,29	-27802,63	176319,65	1307,21	96119,08	1,86
KOMB5	2,00	619,85	-23988,42	-23678,49	102351,52	975,38	94167,17	1,10
KOMB6	2,00	-619,85	-23988,42	-24298,34	102351,52	975,38	94459,87	1,09
KOMB7	2,00	86,67	-23988,42	-23945,08	176319,65	975,38	94295,25	1,89
KOMB8	2,00	-86,67	-23988,42	-24031,75	176319,65	975,38	94336,17	1,89

P6 ayağı alt ucu hasar bölgesinin belirlenmesinde kullanılan etki/kapasite oranları

Bölüm 4.8 'de anlatılan ardışık yaklaşım yöntemiyle hesaplamıştır.

$$M_A = M_K - M_D \quad (4.15)$$

$$N_A = N_K - N_D \quad (4.16)$$

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{N_E}{N_A} \leq r_s \quad (4.17)$$

$$N_E = 619,85\text{kN}$$

$$N_D = -26653,80 + 0,30 \times -3684,94 = -27759,29 \text{ kN}$$

Ardışık yaklaşımın ilk adımına $r_1 = 2$ alınarak başlanmıştır.

$$r_1 = \frac{N_E}{N_A} \rightarrow 2 = \frac{619,85}{N_K - (-27759,29)}$$

$$N_K = -27449,37 \text{ kN}$$

Denklem 4.1 kullanılarak $\bar{n}$ değeri hesaplanmıştır.

$$\bar{n} = \frac{27449,37 \times 10^3}{0,85 \times 3000^2 \times 30} = 0,12$$

Denklem 4.6 kullanılarak $\mu_{0,8} = 0,436$ değeri hesaplanmıştır.

$\bar{n} < 0,35$ olduğundan $\bar{m}$ kapasitesi hesaplanırken **Denklem 4.7** kullanılmıştır.

$$0,436 = 4,78 \bar{m} + 2,22 \bar{m} \times 0,118 + 1,92 \times 0,118^2 - 1,57 \times 0,118 - 0,107$$

$$\bar{m} = 0,14$$

$$M_K = 0,14 \times 0,85 \times 3000^3 \times 30 / 10^6$$

$$M_K = 95964,48 \text{ kNm}$$

$$M_D = 1083,75 + 0,3 \times 744,85 = 1307,21 \text{ kNm}$$

$$M_E = 102351,52 \text{ kNm}$$

$$r_2 = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{102351,52}{95964,48 - 1307,21} = 1,08$$

Kesitin hesaplanan etki/kapasite oranının (r_2), etki/kapasite oranı sınır değerlerinden (r_s) küçük olduğu görülmüş ve ilk adım sonunda iterasyona son verilmiştir.

Tablo 4.17 : P6 ayağı alt ucu hasar bölgesi (EBD)

$N_K/A_c f_{cm}$	$V_e/b_w df_{ctm}$	Hasar Sınırı			Hasar Bölgesi
		MN	GV	GÇ	
0,13	0,30	2,90	5,80	7,80	MHB
0,13	0,30	2,89	5,78	7,78	MHB
0,13	0,47	2,90	5,80	7,80	MHB
0,13	0,47	2,90	5,79	7,79	MHB
0,11	0,30	2,96	5,92	7,92	MHB
0,11	0,30	2,95	5,90	7,90	MHB
0,11	0,46	2,96	5,91	7,91	MHB
0,11	0,46	2,96	5,91	7,91	MHB

$$\frac{N_K}{A_c f_{cm}} = \frac{27449,37 \times 10^3}{7068583,471 \times 30} = 0,13$$

$$\frac{V_e}{b_w df_{ctm}} = \frac{4825,56 \times 10^3}{2810 \times 3000 \times 30} = 0,30$$

P6 ayağı alt ucunda sargılamanın olduğu bilinmektedir. Hasar sınırları için verilen **Tablo 4.2'**den ara değerler için enterpolasyon yapılarak sınır etki/kapasite oranları $r_{MN}=2,90$, $r_{GV}=5,80$ ve $r_{GÇ}=7,80$ değerleri elde edilmiştir. $r_2=1,08 < r_{MN}=2,90$ olduğu için P6 ayağı alt ucu minimum hasar bölgesinde bulunmaktadır.

Tablo 4.18 : P6 ayağı görelî öteleme kontrolü (EBD)

KOMBİNASYON	Kesit	Δ_x	Δ_y	Δ_x/h	Δ_y/h		
	m	cm	cm	–	–		
ÖLÜ-YÜKLER	1,25	0,00000	0,00000	0,00000	0,00026		
ÖLÜ-YÜKLER	24,25	-0,00793	0,60174				
HAREKETLİ	1,25	0,00000	0,00000	0,00000	-0,00017		
HAREKETLİ	24,25	-0,00168	-0,39897				
MAKS_DEP_X	1,25	0,00000	0,00000	0,01784	0,00005		
MAKS_DEP_X	24,25	41,03890	0,11700				
MAKS_DEP_Y	1,25	0,00000	0,00000	0,00015	0,03081	Hasar Bölgesi	
MAKS_DEP_Y	24,25	0,34961	70,86180				
KOMB1	1,25	0,00000	0,00000	0,01784	0,00026	BHB	-
KOMB1	24,25	41,03046	0,59905				
KOMB2	1,25	0,00000	0,00000	-0,01785	0,00016	BHB	-
KOMB2	24,25	-41,04733	0,36505				
KOMB3	1,25	0,00000	0,00000	0,00015	0,03102	-	İHB
KOMB3	24,25	0,34118	71,34385				
KOMB4	1,25	0,00000	0,00000	-0,00016	-0,03060	-	İHB
KOMB4	24,25	-0,35804	-70,37975				
KOMB5	1,25	0,00000	0,00000	0,01784	0,00029	BHB	-
KOMB5	24,25	41,03176	0,65856				
KOMB6	1,25	0,00000	0,00000	-0,01785	0,00018	BHB	-
KOMB6	24,25	-41,04603	0,42457				
KOMB7	1,25	0,00000	0,00000	0,00015	0,03105	-	İHB
KOMB7	24,25	0,34247	71,40337				

KOMB8	1,25	0,00000	0,00000	-0,00016	-0,03058	-	İHB
KOMB8	24,25	-0,35675	-70,32024				

Doğrusal yöntemle performans belirlemeden elde edilen sonuçlarla görelî öteleme kontrolünden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve görelî öteleme kontrolünden elde edilen sonuçların daha elverişsiz olduğu görülmüştür. Bu durumda elverişsiz olan sonuçlar dikkate alındığından, en büyük deprem etkileri altında P6 ayağının hasar durumunun ileri hasar bölgesinde olduğunu görülmüştür.

En büyük deprem etkileri için doğrusal yöntemle performans belirlemede viyadük genelinde P6 ayağı dışında diğer orta ve kenar ayakların belirgin hasar bölgesinde, P6 ayağının ise ileri hasar bölgesinde olduğu görülmüştür.

5. DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLE PERFORMANSIN BELİRLENMESİ

Doğrusal olmayan yöntemler olarak “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi” ve “Zaman Tanım Alanında Hesap” yöntemleri sayılabilir. Bu yöntemler şekildeğiştirme esasına dayanmaktadır. Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi, deprem etkisi altında meydana gelebilecek olası hasarın doğrudan tahmin edilebilmesini sağlaması açısından “doğru ve gerçekçi” olan değerlendirme yaklaşımıdır. Bu yaklaşımın ilk aşamasında, hedeflenen performansa göre tanımlanmış bulunan belirli bir “deprem düzeyi” için doğrusal olmayan analiz yapılarak, taşıyıcı sistemde meydana gelen “plastik şekildeğiştirme (deformasyon) istemleri” ile bunlarla uyumlu “yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemleri” belirlenir. Daha sonra plastik şekildeğiştirme istemleri, hedeflenen performans düzeyleri için tanımlanmış bulunan “plastik şekildeğiştirme kapasiteleri” ile karşılaştırılır. Buna ek olarak gevrek davranış modlarına ilişkin olarak elde edilen “iç kuvvet istemleri”nin (örneğin kesme kuvveti istemlerinin), hedeflenen performans düzeyleri için tanımlanmış bulunan “iç kuvvet kapasiteleri” ile karşılaştırması yapılarak taşıyıcı sistem elemanlarının deprem etkisi altındaki gerçek etkisi belirlenmiş olur. Şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımı, deprem mühendisliği

literatüründe genellikle “performansa göre değerlendirme ve tasarım” olarak anılmaktadır.

Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirilmesi kapsamında, köprü ve viyadükler için iki farklı deprem düzeyi altında aşağıda tanımlanan performans düzeylerinin gerçekleşmesi öngörülmektedir [4].

a) Minimum hasar performans düzeyi

Bu performans düzeyi, 50 yılda %50 aşılma olasılıklı veya ortalama deterministik deprem etkisi altında köprü veya viyadükten beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem, ilgili köprü ve viyadüğün servis ömrü boyunca görmesi olasılığı çok yüksek olan bir deprem düzeyini temsil etmektedir. S1 deprem düzeyi olarak tanımlanan bu düzeyde, köprü ve viyadüklerin, nerede ise ihmal edilebilecek mertebede, minimum hasar görmelerine izin verilmektedir. Köprü veya viyadük, depremden hemen sonra tüm performansı ile hizmet verebilecek durumdadır [4].

b) Kontrollü hasar performans düzeyi

Bu performans düzeyi, 50 yılda %2 aşılma olasılıklı deprem etkisi altında köprü veya viyadükten beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem, ilgili köprü ve viyadüğün servis ömrü boyunca aşılma olasılığı çok az olan, seyrek ve çok şiddetli bir deprem düzeyini temsil etmektedir. S2 deprem düzeyi olarak tanımlanan bu düzeyde, köprü ve viyadüklerin belirli elemanlarında önemli derecede doğrusal olmayan şekildeğiştirmeye izin verilmekte, ancak meydana gelebilecek hasarın, köprü ve viyadüğün genel stabilitesini etkilemeyecek mertebede ve makul bir süre içinde onarılabilir düzeyde olması öngörülmektedir [4].

5.1. Plastik Mafsal Hipotezi

Köprü ve viyadüklerin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde, geleneksel plastik mafsal hipotezinden yararlanılması öngörülmektedir. Bu hipotez plastik şekildeğiştirmelerin yapı elemanlarının belirli bölgelerinde “yığılı (konsantre)” biçimde oluşacağı ve bu bölge boyunca sabit olarak alınabileceği varsayımına dayanır. Plastik mafsal olarak adlandırılan noktasal eleman ise bu bölgenin tam ortasına yerleştirilir. Plastik mafsal hipotezi, gerek binalarda gerekse köprü ve viyadüklerde deprem etkisi altında yapılan doğrusal olmayan analiz ile

şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır [4].

5.1.1. Plastik mafsal boyu

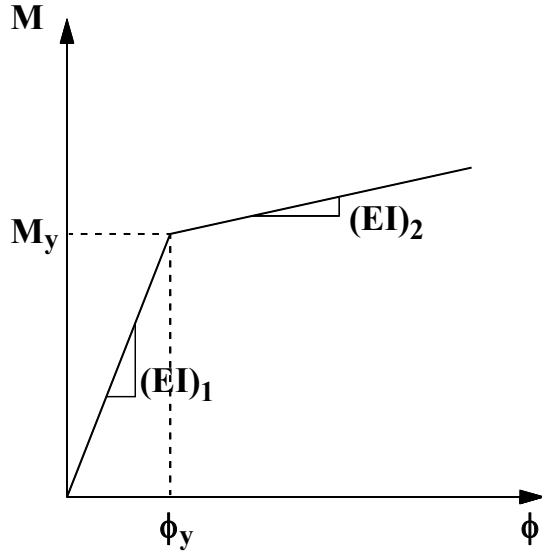
Plastik mafsal hipotezi uyarınca plastik şekildeğiştirmelerin yığılı ve sabit olarak oluşacağı varsayılan bölgenin uzunluğunun, diğer deyişle plastik mafsal boyunun, tanımlanması için literatürde pek çok ampirik bağıntı mevcuttur. Köprü ve viyadük ayakları için yaygın olarak kullanılan ve köprü deprem yönetmeliklerinde yer alan bağıntı **Denklem 5.1**'de verilmiştir.

$$L_p = 0,08H + 0,022f_y d_b \geq 0,044f_y d_b \quad (5.1)$$

Burada L_p plastik mafsal boyunu (mm), H konsol ayak boyunu veya ayak tabanı ile moment sıfır noktası arasındaki uzunluğu (mm), f_y ayak kesitindeki tipik donatının karakteristik akma dayanımını (MPa), d_b ise donatı çapını (mm) göstermektedir [4].

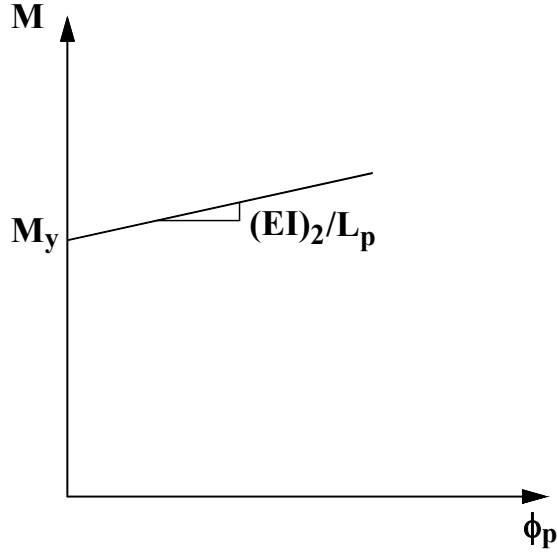
5.1.2. Plastik mafsal kesitindeki moment–eğrilik ve moment–plastik dönme ilişkileri

Her bir plastik mafsal kesitinde, “Mander sargılı/sargısız beton modeli” ve pekleşmeyi de içeren donatı çeliği gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisinden yararlanılarak eksenel kuvvete bağlı moment–eğrilik diyagramları çizilecek ve bu diyagramlar uygun biçimde “iki doğrulu (bilineer)” moment–eğrilik diyagramlarına dönüştürülecektir (**Şekil 5.1**). İki doğrulu diyagramdaki ilk doğrunun eğimi $(EI)_1 = M_y / \phi_y$, doğrusal olmayan analizin ilk aşamasında yapılacak olan doğrusal analizde “eşdeğer kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği)” olarak göz önüne alınacaktır. Burada M_y , ilgili kesitteki eşdeğer akma momentini (plastik momenti) göstermektedir.



Şekil 5.1 : İki doğrusal moment-eğrilik diyagramı

İki doğrusal moment-eğrilik diyagramının ikinci doğrusunun eğimi $(EI)_2$ ise plastik mafsallı boyu L_p 'ye bölünerek, plastik mafsallı temsil eden “moment-plastik dönme” diyagramının eğimi olarak tanımlanır (Şekil 5.2) [4].



Şekil 5.2 : Moment-plastik dönme diyagramı

5.2. Akma Yüzeyleri

Köprü veya viyadükte düşey konsol ayakların bulunması ve üst yapının neopren veya benzeri mesnetlerle alt yapıya oturması durumunda, ayakların aksel kuvvetleri pratik olarak deprem etkisinden bağımsız olarak sadece düşey yüklerden oluşacağından her ayak için tek bir moment-eğrilik veya moment-plastik dönme diyagramının çizimi yeterli olacaktır. Ancak ayakların birer çerçeve olarak

düzenlenmesi durumunda, eksenel kuvvetlerin analiz adımları sırasında M_y momentini sürekli olarak etkileyecek olması nedeni ile akma durumundaki moment-eksenel kuvvet ilişkisini simgeleyen kesit “akma yüzeyleri” nin çizilmesi gerekli olacaktır. Bu yüzeyler, tek doğrultulu deprem davranışı durumunda akma eğrilerine (moment-eksenel kuvvet karşılıklı etki diyagramları) indirgenirler. Betonarme kesitler için akma yüzeylerinin elde edilmesinde, maksimum beton basınç birim şekildeğiştirme 0,0035, donatı çeliğinin ulaşabileceği maksimum birim şekildeğiştirme 0,015 alınabilir.

Analiz kolaylığı bakımından, akma yüzeyleri ve akma eğrileri uygun biçimde doğrusallaştırılarak akam düzlemlerine veya akma çizgilerine dönüştürülebilirler [4].

5.3. Doğrusal Olmayan Deprem Analizi Yöntemleri

Şekildeğiştirmeye göre değerlendirmede taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan analizi esastır. Bu analiz Zaman Tanım Alanında veya yaklaşık olarak İtme Analizi şeklinde gerçekleştirilir.

5.3.1. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz

Bu analiz türü, köprü veya viyadüğün deprem yer hareketi altındaki hareket denkleminin, doğrusal olmayan iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları kullanılarak zaman tanım alanında doğrudan entegrasyonuna karşı gelir. Bu bağlamda yukarıda tanımlanan doğrusal olmayan davranış modelleri zaman tanım alanındaki analiz içinde aynen geçerlidir, ancak her bir kesit için histeresis ilişkilerinin de ayrıca tanımlanmış olması gerekir.

Zaman tanım alanında analiz için köprünün bulunduğu yerin deprem ve zemin özelliklerini temsil eden gerçek veya benzeştirilmiş deprem kayıtlarının elde olması veya türetilmiş olması gereklidir. Çözümler kullanılan kaydın özelliklerine göre değişim göstereceğinden, bu tür analiz yaklaşımında birden fazla (en az üç veya yedi) kaydın kullanılması ve elde edilen sonuçların bir istatistik süreçten geçirilmesi öngörülmektedir. Pratik olarak gerçekleştirilmesi güç olan bu gereksinimler nedeni ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz uygulamada yaygın olarak kullanılmakta, ancak aşağıda tanımlanan doğrusal olmayan itme analizinin mümkün olmadığı özel durumlarda kullanılma yoluna gidilmektedir. Binaların zaman tanım

alanında doğrusal olmayan analizi ile ilgili kural ve koşullar 2007 Deprem Yönetmeliği'nin ilgili bölümlerinde verilmiş bulunmaktadır [4].

5.3.2. Tek modlu doğrusal olmayan itme analizi : artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi

Doğrusal olmayan itme analizi (pushover analizi), son on yılda mevcut binaların ve köprülerin şekil değiştirmeye göre performans değerlendirmesinde yaygın olarak kullanılan yaklaşık, ancak pratik bir doğrusal olmayan analiz yöntemidir. Bu analiz yaklaşımında genellikle zaman tanım alanındaki analizde kullanılmakta olan doğrusal olmayan idealleştirme yöntemleri uygulanmakta, ancak zaman tanım alanındaki analizden farklı olarak, deprem etkisi basit biçimde “deprem spektrumu” ile tanımlanabilmektedir.

Doğrusal olmayan itme analizi, binalar için yenilenen 2007 Deprem Yönetmeliği'nin 7. bölümünde de yer almaktadır. Bu raporun müellifi tarafından “Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi” olarak adlandırılan itme analizi yönteminin en önemli sakıncası, taşıyıcı sistemin davranışının tek bir doğal titreşim modu tarafından temsil edilmesidir. Bu nedenle yöntem, enine deprem davranışı simetrik veya simetriğe yakın olan köprü ve viyadükler dışında ihtiyatla kullanılmalıdır. Köprünün boyuna doğrultusunda ise (kurbdaki köprüler dışında) genellikle iyi sonuç verir. Sap 2000 yazılımında yer alan doğrultuya bağımlı Ritz vektörlerinden türetilen eşdeğer mod şeklinin köprülerin enine doğrultusundaki davranışı bakımından standart mod şekline oranla daha iyi sonuç verdiği görülmüştür.

2007 Deprem Yönetmeliği'nde ifade edildiği üzere, Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizi'nin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımda taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır [4].

a) Eşdeğer deprem yükünün dağılımı

Artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik mafsall oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir (Sap 2000 yazılımında bu varsayım yapılmaktadır). Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanacaktır. Analizin Sap 2000 yazılımı ile yapılması durumunda, bu yazılım tarafında hesaplanabilen “doğrultuya bağımlı Ritz vektörleri”nden oluşturulan birinci titreşim modu kullanılabilir.

Alternatif olarak, artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımı, her bir itme adımında öncekilere göre değişken olarak göz önüne alınabilir. Daha hassas sonuçların elde edilebileceği bu durumda yük dağılımı, her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş bulunan tüm plastik mafsallar göz önüne alınarak hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) titreşim modu ile orantılı olarak tanımlanır (Bu tür bir analiz opsiyonu Sap 2000 yazılımında mevcut değildir; ancak “adım-adım doğrusal analiz” yaklaşımı çerçevesinde yine Sap 2000 yazılımının lineer analiz modülü kullanılarak gerçekleştirilebilir) [4].

b) İtme (Pushover) eğrisinin elde edilmesi

İtme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımının sabit kaldığı varsayımına göre çizilen ve köprü uygulamalarında koordinatları “kontrol noktası yer değiştirmesi-toplam deprem yükü” olan diyagram, “itme eğrisi” olarak adlandırılmaktadır. Bu tanımda yer alan “kontrol noktası”nın seçimi için genel kabul görmüş bir kural mevcut değildir. Boyuna doğrultuda tabliye (kurbtaki köprüler hariç olmak üzere) hemen hemen rijit bir davranış gösterdiğinden kontrol noktasının seçimi önemli bir özellik göstermez. Ancak enine doğrultudaki itme analizinde, kontrol noktasının seçimine bağlı olarak “modal kapasite diyagramı” önemli farklılıklar gösterebilir. Kontrol noktasının seçimi, bu farklılıkları minimize edecek şekilde yapılmalıdır.

Eşdeğer deprem yükü dağılımının her bir itme adımında öncekilere göre değişken olarak alınması durumunda, prensip olarak yukarıda tanımlanan itme (pushover) eğrisinin çizimine gerek kalmamakta ve modal yer değiştirme isteminin belirlenmesi

için gerekli olan “modal kapasite diyagramı” doğrudan doğruya elde edilebilmektedir. Böylece itme eğrisindeki kontrol noktasının seçimine ilişkin yaklaşıklıkların önüne geçilmekte ve daha sağlıklı sonuçlar elde edilebilmektedir [4].

c) Modal kapasite diyagramının elde edilmesi

Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi için, eşdeğer tek serbestlik dereceli doğrusal olmayan sistemin yerdeğiştirmelerini yatay ekseninde, sözde ivmelerini (pseudo-acceleration) ise düşey ekseninde temsil eden “modal kapasite diyagramı”nın koordinatları aşağıdaki şekilde elde edilir.

i) İtme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımının sabit kaldığı varsayımına göre, (i)’inci itme adımıda birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_i^{(i)}$ **Denklem 5.2** kullanılarak elde edilir.

$$a_i^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (5.2)$$

Burada $V_{x1}^{(i)}$, göz önüne alınan x deprem doğrultusunda itme analizinin (i)’inci adımında taşıyıcı sisteme etkileyen deprem yüklerinin toplamını, M_{x1} ise aynı deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait etkin kütle göstermektedir.

ii) (i)’inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yerdeğiştirme $d_i^{(i)}$ ’nin hesabı için **Denklem 5.3**’den yararlanılabilir.

$$d_i^{(i)} = \frac{u_{xC1}^{(i)}}{\Phi_{xC1} \Gamma_{x1}} \quad (5.3)$$

Burada $u_{xC1}^{(i)}$, göz önüne alınan x deprem doğrultusunda itme analizinin (i)’inci adımında C kontrol noktasında hesaplanan yerdeğiştirmeyi, Φ_{xC1} ve Γ_{x1} ise, taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda C kontrol noktasının mod şekli genliğini ve o moda ait katkı çarpanını göstermektedir [4].

d) Modal deprem isteminin belirlenmesi

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, deprem düzeyine karşı gelen elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle modal yerdeğiştirme istemi,

$d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (doğrusal olmayan) spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşit alınacaktır.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (5.4)$$

Doğrusal elastik olmayan (doğrusal olmayan) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait T_1 başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak **Denklem 5.5** ile elde edilir.

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (5.5)$$

Burada C_{R1} “spektral yerdeğiştirme oranı”nı göstermektedir. Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır.

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (5.6)$$

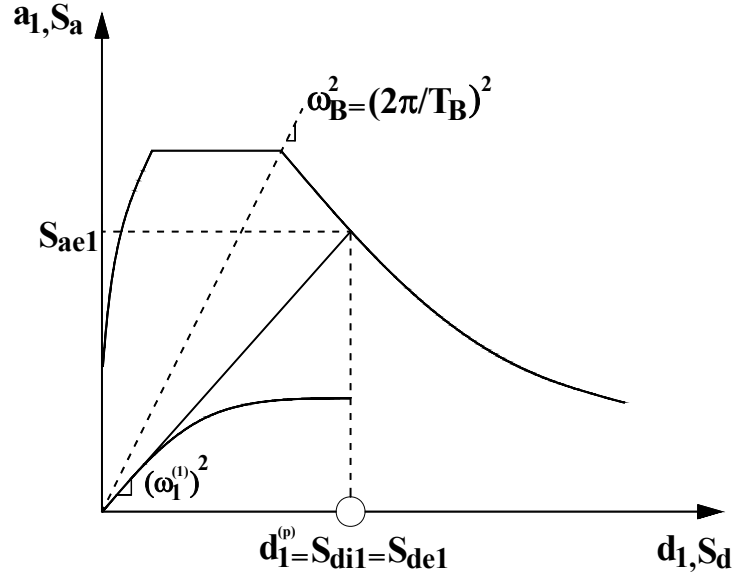
Burada $\omega_1^{(1)} = 2\pi/T_1$ olarak hesaplanan doğal açısal frekanstır. **Denklem 5.5**'te gösterilen spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , başlangıç periyodu T_1 'in değerine ($T_1 = 2\pi/\omega_1^{(1)}$) bağlı olarak belirlenir.

i) T_1 başlangıç periyodunun, standart ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1 \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$), doğrusal elastik olmayan (doğrusal olmayan) spektral yerdeğiştirme S_{di1} , eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine T_1 olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e eşit alınacaktır. Diğer deyişle **Denklem 5.5**'teki spektral yerdeğiştirme oranı :

$$C_{R1} = 1 \quad (5.7)$$

Şekil 5.3'te ve **Şekil 5.4**'te birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları “spektral yerdeğiştirme (S_d) – spektral ivme (S_a)” olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.

ii) T_1 başlangıç periyodunun, standart ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'den daha kısa olması durumunda ($T_1 < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$) ise, **Denklem 5.5**'teki spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , ardışık yaklaşımla **Şekil 5.3**'teki gibi hesaplanacaktır.



Şekil 5.3 : $T_1 \geq T_B$ olması durumunda doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirmenin belirlenmesi

- İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, **Şekil 5.4**'te gösterildiği üzere, yaklaşık olarak “iki doğrusu (bi-lineer)” bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ($i=1$) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır.
- Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1}=1$ kabulü yapılarak, diğer deyişle **Denklem 5.7** kullanılarak eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. **Şekil 5.4a**'da görülen a_{y1}^0 esas alınarak C_{R1} **Denklem 5.8**'deki şekilde elde edilir.

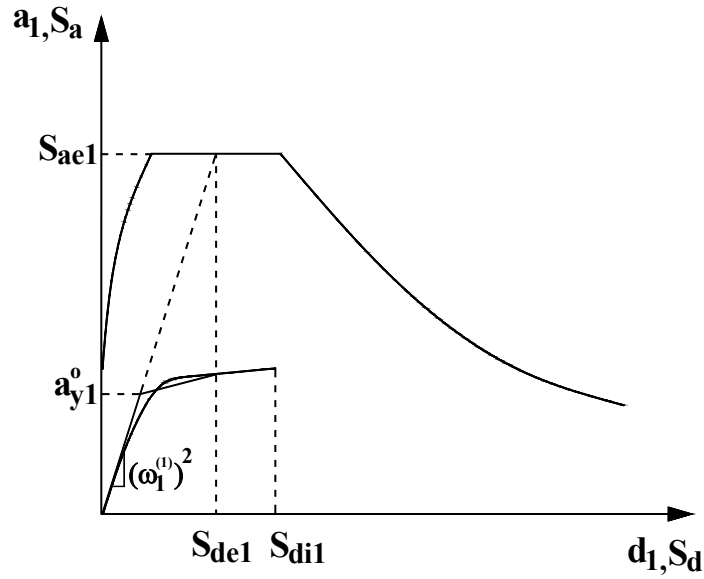
$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1}{R_{y1}} \geq 1 \quad (5.8)$$

Denklem 5.8'de R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

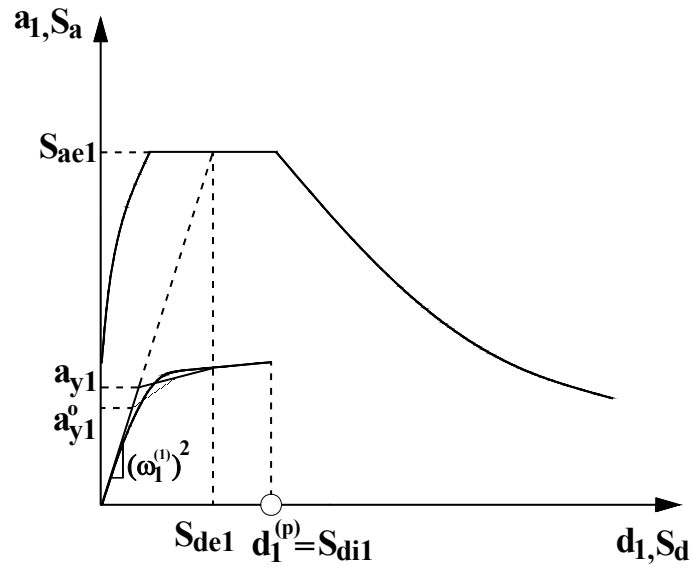
$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (5.9)$$

- **Denklem 5.8**'den bulunan C_{R1} kullanılarak **Denklem 5.5**'e göre hesaplanan S_{d1} esas alınır ve eşdeğer akma noktasının koordinatları, **Şekil 5.4b**'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul

edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir [4].



Şekil 5.4a : Modal kapasite diyagramı



Şekil 5.4b : $T_1 < T_B$ olması durumunda doğrusal olmayan spektral yer değiştirme belirlenmesi

e) Plastik dönme, yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemlerinin belirlenmesi

Son itme adımı $i=p$ için Şekil 5.4b'de belirlenen modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$ 'nin Denklem 5.3'de yerine konulması ile x deprem doğrultusunda C kontrol noktasındaki yerdeğiştirme istemi $u_{xC1}^{(p)}$ elde edilecektir.

$$u_{xC1}^{(p)} = \Phi_{xC1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (5.10)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (plastik dönme, yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya Sap 2000 yazılımında olduğu gibi C kontrol noktasının **Denklem 5.10** ile hesaplanan yer değiştirme istemine ulaşınca kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır [4].

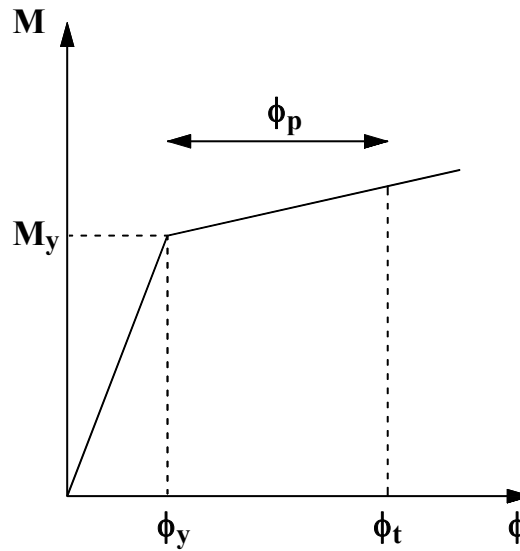
f) Plastik eğrilik ve toplam eğrilik istemlerinin belirlenmesi

Herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik mafsal dönmesine bağlı olarak plastik eğrilik istemi **Denklem 5.11** ile hesaplanacaktır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (5.11)$$

Mander Beton Modeli (sargılı veya sargısız) ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli (bu modeller 2007 Deprem Yönetmeliği Bölüm 7’de verilmiştir) kullanılarak elde edilen iki doğrulu (bi-lineer) moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, **Denklem 5.11** ile tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilecektir (**Şekil 5.5**) [4].

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (5.12)$$



Şekil 5.5 : Toplam eğrilik isteminin elde edilmesi

g) Beton ve çelik birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

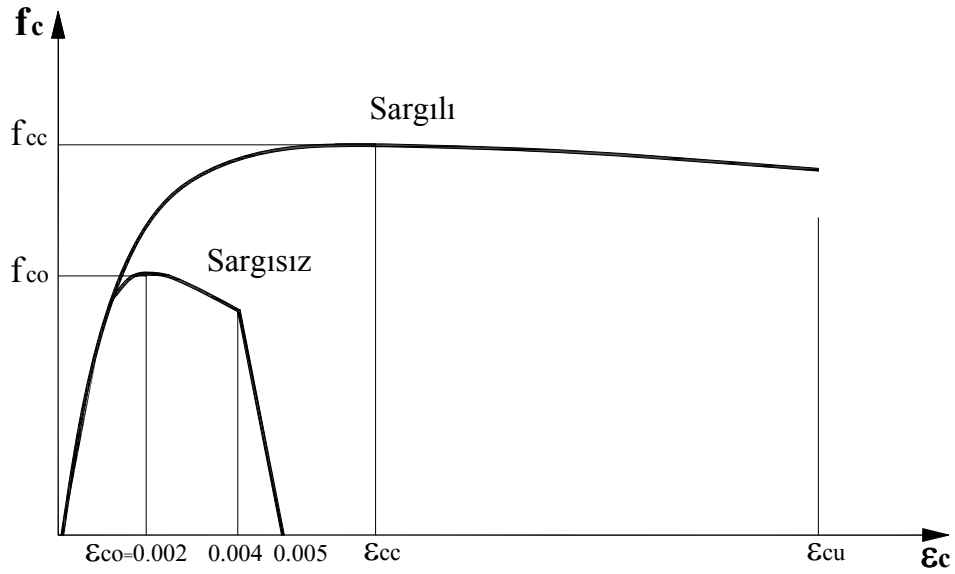
Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirme istemi ile çeliğin birim şekildeğiştirme istemi, **Denklem 5.12** ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre, ilgili kesit için Mander Beton Modeli (sargılı veya sargısız) ile pekleşmeyi de göz

önüne alan çelik modeli kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisinden hesaplanacaktır [4].

Doğrusal olmayan elastik yöntemler ile performansın belirlenmesinde, başka bir modelin seçilmediği durumlarda kullanılmak üzere, sargılı ve sargısız beton için **Şekil 5.6**'daki gerilme şekildeğiştirme bağıntıları kullanılabilir.

Sargılı beton basınç gerilmesi, f_c basınç birim şekildeğiştirmesi, ϵ_c 'nin fonksiyonu olarak **Denklem 5.13** ile belirlenmektedir.

$$f_c = \frac{f_{cc} x_r}{r - 1 + x_r^r} \quad (5.13)$$



Şekil 5.6 : Sargılı ve sargısız beton modelleri

Denklem 5.13'teki sargılı beton dayanımı, f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki **Denklem 5.14**'de verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad \lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{f_c}{f_{co}}} - 2 \frac{f_c}{f_{co}} - 1,254 \quad (5.14)$$

Denklem 5.14'teki f_c etkili sargılama basıncı, dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için **Denklem 5.15**'de verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (5.15)$$

Denklem 5.15'de, f_{yw} enine donatı akma dayanımı, r_x ve r_y ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacımsal oranları, k_e ise **Denklem 5.16**'de tanımlanan sargılama etkinlik katsayısını göstermektedir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{2b_o h_o}\right)^{-1} \quad (5.16)$$

Denklem 5.16'da a_i kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_o , h_o göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s düşey doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise boyuna donatı alanını göstermektedir.

Denklem 5.13'teki normalize edilmiş beton birim şekil değiştirmesi, x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar **Denklem 5.17** ve **Denklem 5.18**'de verilmiştir.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad \epsilon_{co} \cong 0,002 \quad (5.17)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \quad E_{sec} \cong \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (5.18)$$

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi, ϵ_{cu} , **Denklem 5.19** kullanılarak hesaplanabilir.

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{yw} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (5.19)$$

Denklem 5.19'da, ρ_s , toplam enine donatı hacımsal oranını (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$), ϵ_{su} enine donatı maksimum gerilme altındaki birim uzama şekildeğiştirmesini göstermektedir.

Sargılı beton için verilen **Denklem 5.13**, $\epsilon_c = 0,004$ 'e kadar olan bölgede sargısız beton için de geçerlidir. Sargısız betonda etkin sargılama basıncı, $f_e = 0$ ve buna bağlı olarak **Denklem 5.14**'den $\lambda_c = 1$ olacağından, **Denklem 5.17** ve **Denklem 5.18**'de $f_{cc} = f_{co}$ ve $\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}$ alınır. $\epsilon_c = 0,005$ 'de $f_e = 0$ olarak tanımlanır. $0,004 < \epsilon_c \leq 0,005$ aralığında gerilme şekildeğiştirme ilişkisi doğrusaldır [1].

Pekleşmeyi de göz önüne alan S420 çelik modeli için ;

Çelik akma birim uzaması : $\epsilon_s = 0,0021$

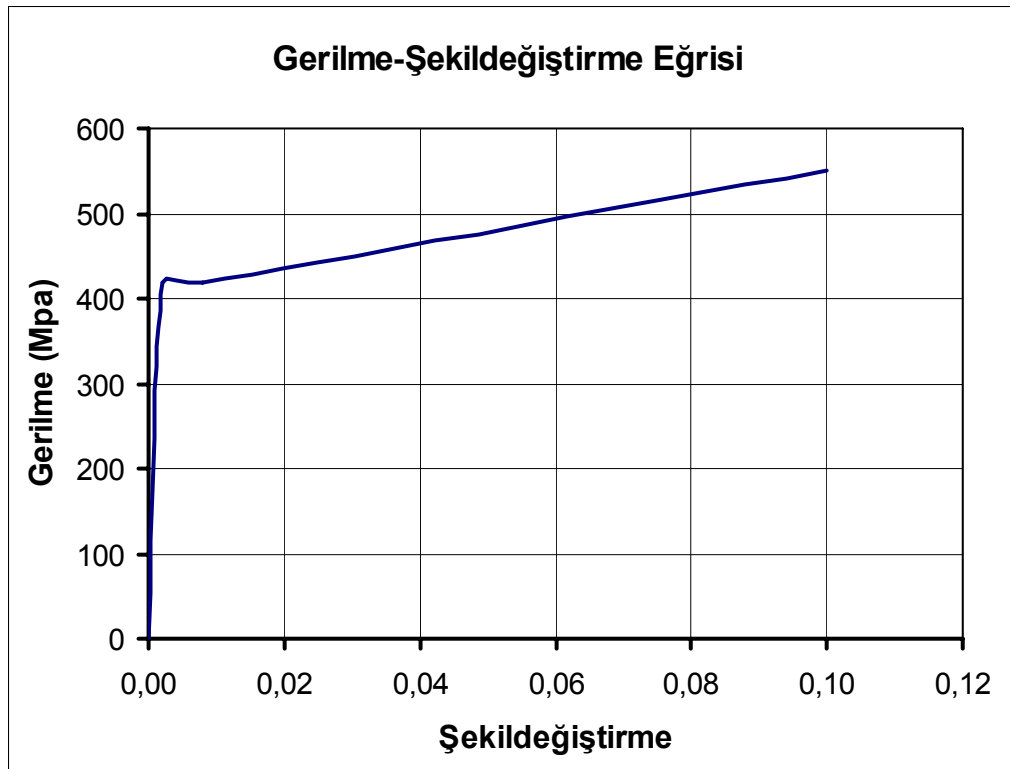
Pekleşme başlangıcındaki çelik birim uzaması : $\epsilon_s = 0,008$

Çelik kopma birim uzaması : $\epsilon_s = 0,1$

Çelik akma dayanımı : $f_{sy} = 420 \text{ MPa}$

Çelik kopma dayanımı : $f_{su} = 550 \text{ MPa}$ alınmıştır.

Şekil 5.7'de S420 çeliği gerilme-şekildeğiştirme eğrisi yukarıda verilen değerler doğrultusunda oluşturulmuştur.



Şekil 5.7 : S420 çeliği gerilme-şekildeğiştirme eğrisi

h) Elastomer mesnetlerin şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Elastomer köprü mesnetlerinin şekildeğiştirme istemleri **Denklem 5.20** ile hesaplanacaktır.

$$\tan \gamma_m = \frac{\Delta_m}{h_{rt}} \quad (5.20)$$

Burada γ_m mesneden kayma şekildeğiştirmesi açısını, Δ_m mesneden üstü ve altı arasındaki yerdeğiştirme farkını, h_{rt} ise net elastomer (kauçuk) kalınlığını göstermektedir [4].

5.4. Şekildeğiştirme Ve İç Kuvvet Kapasiteleri

5.4.1. Beton ve çelik birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Performans düzeyleri ile bunlara karşı gelen deprem düzeylerinde sünek davranış için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, betonarme kesitlerde izin verilen birim şekildeğiştirme sınırları **Tablo 5.1**'de tanımlanmıştır. Bu değerler, literatürde köprüler için yapılan teorik ve deneysel çalışmaların sonuçları esas alınarak tanımlanmıştır.

Tablo 5.1 : Betonarme kesitler için birim şekildeğiştirme sınırları

Performans Düzeyi / Deprem Düzeyi	Sargısız betonarme kesit için birim şekildeğiştirme sınırları		Sargılı betonarme kesit için birim şekildeğiştirme sınırları	
	Beton (basınç)	Çelik	Beton (basınç)	Çelik
Minimum Hasar / S1 Depremi	0,004	0,015	0,004	0,015
Kontrollü Hasar / S2 Depremi	0,004	0,060	0,018	0,060

Tablo 5.1'den de görüldüğü gibi beton basınç birim şekildeğiştirmesi sargısız betonarme kesit için her iki performans / deprem düzeyinde de 0,004 olarak tanımlanmakta, sargılı durumda ise Minimum Hasar / S1 Depremi durumu için yine 0,004 olarak alınmakta, ancak Kontrollü Hasar / S2 Depremi durumunda bu değer 0,018'e kadar çıkmasına izin verilmektedir. Sargılı kesit, ilgili köprü tasarım yönetmeliğindeki sargı koşulunu sağlayan kesit olarak tanımlanmaktadır. Çelik birim şekildeğiştirmesi ise sargılamadan bağımsız olarak, Minimum Hasar / S1 Depremi durumu için 0,015, Kontrollü Hasar / S2 Depremi durumu için 0,06 olarak verilmiştir [4].

5.4.2. Kesme kuvveti kapasitesi

Her iki performans / deprem düzeyinde de gevrek kesme kırılmasına göre performans değerlendirmesi yapılacaktır. Kesme kuvveti istemi ile karşılaştırmada esas alınacak kesit kesme kuvveti kapasitesi V_e **Denklem 5.21**'deki gibi hesaplanacaktır.

$$V_e = V_c + V_s + V_p \quad (5.21)$$

Burada V_c , V_s ve V_p sırası ile betonun, çeliğin ve kesite etkiyen eksenel kuvvetin kesme kuvveti kapasitesine katkılarını göstermektedir. Çeliğin katkısı, karakteristik dayanım esas alınarak TS-500'e göre belirlenecektir. Betonun katkısı ise **Denklem 5.22** ile hesaplanacaktır.

$$V_c = 0,80 A_g k_c \sqrt{f_{ck}} \quad (5.22)$$

Burada A_g kesitin brüt alanını (mm^2), f_{ck} karakteristik beton basınç dayanımını (MPa), k_c ise eğrilik sünekliği istemine bağlı olarak aşağıda tanımlanan katsayıyı göstermektedir. Bu bağıntı ile hesaplanan V_c 'nin birimi Newton'dur.

$$k_c = 0,288 \quad (\mu_\phi \leq 3) \quad (5.23a)$$

$$k_c = 0,432 - 0,048\mu_\phi \quad (3 < \mu_\phi \leq 7) \quad (5.23b)$$

$$k_c = 0,137 - 0,0059\mu_\phi \quad (7 < \mu_\phi \leq 15) \quad (5.23c)$$

$$k_c = 0,0485 \quad (15 < \mu_\phi) \quad (5.23d)$$

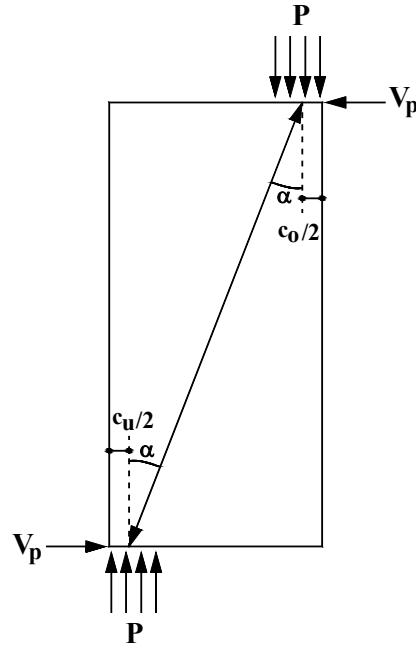
Denklem 5.23a-Denklem 5.23d'de μ_ϕ kesitin eğrilik sünekliği istemini göstermektedir. **Şekil 5.5**'den

$$\mu_\phi = \frac{\phi_t}{\phi_y} \quad (5.24)$$

olarak tanımlanır. **Denklem 5.21**'de yer alan üçüncü terim V_p **Denklem 5.25**'te tanımlanmıştır (**Şekil 5.8**).

$$V_p = P \tan \alpha \quad (5.25)$$

Denklem 5.25'te P , elemanın ortalama eksenel kuvvetini (basınç pozitif), c_o ve c_u ise üst ve alt kesitlerdeki eşdeğer beton basınç bloğunun derinliğini göstermektedir. (Kesin hesap yapılmaması durumunda bu değerler kesit yüksekliğinin yaklaşık olarak %20'sine eşit alınabilir) [4].



Şekil 5.8 : Kolon eksenel kuvvetinin kesme kuvveti kapasitesine katkısı

5.4.3. Mesnet elemanlarının şekildeğiştirme kapasiteleri

Elastomer mesnetler için **Denklem 5.20**'ye göre tanımlanan kayma şekildeğiştirme açılarına ilişkin kapasite değerleri $\tan\gamma_e$, tanımlanan performans düzeyleri ile bunlara karşı gelen deprem düzeyleri için aşağıda tanımlanmıştır [4].

Minimum Hasar / S1 Depremi için : $\tan\gamma_e=1$

Kontrollü Hasar / S2 Depremi için : $\tan\gamma_e=2,5$

5.5. Plastik Mafsal Boylarının Hesabı

Plastik mafsal boyları **Denklem 5.1** kullanılarak hesaplanmıştır.

$$L_p = 0,08H + 0,022f_y d_b \geq 0,044f_y d_b$$

i) Orta ayak plastik mafsal boylarının hesabı

$$0,022f_y d_b = 0,022 \times 420 \times 32 = 295,68 \text{ mm}$$

$$0,044f_y d_b = 0,044 \times 420 \times 32 = 591,36 \text{ mm}$$

$$L_{p1} = 0,08 \times 10489 + 295,68 = 1134,80 \text{ mm} > 591,36 \text{ mm} (\checkmark)$$

$$L_{p2} = 0,08 \times 14191 + 295,68 = 1430,96 \text{ mm} > 591,36 \text{ mm} (\checkmark)$$

$$L_{p3} = 0,08 \times 20393 + 295,68 = 1927,12 \text{ mm} > 591,36 \text{ mm} (\checkmark)$$

$$L_{p4} = 0,08 \times 21595 + 295,68 = 2023,28 \text{ mm} > 591,36 \text{ mm} (\checkmark)$$

$$L_{p5} = 0,08 \times 26797 + 295,68 = 2439,44\text{mm} > 591,36\text{mm} (\checkmark)$$

$$L_{p6} = 0,08 \times 22999 + 295,68 = 2135,60\text{mm} > 591,36\text{mm} (\checkmark)$$

$$L_{p7} = 0,08 \times 19201 + 295,68 = 1831,76\text{mm} > 591,36\text{mm} (\checkmark)$$

$$L_{p8} = 0,08 \times 12903 + 295,68 = 1327,92\text{mm} > 591,36\text{mm} (\checkmark)$$

ii) Kenar ayak plastik mafsall boylarının hesabı

$$0,022f_y d_b = 0,022 \times 420 \times 25 = 231\text{mm}$$

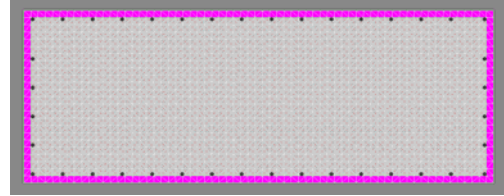
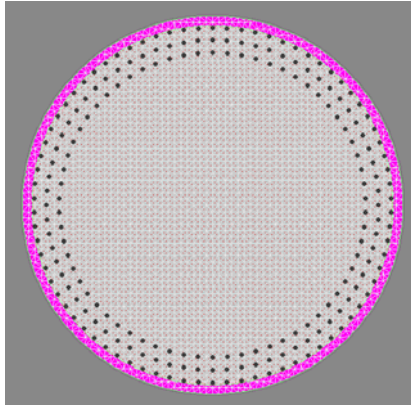
$$0,044f_y d_b = 0,044 \times 420 \times 25 = 462\text{mm}$$

$$L_{pA} = 0,08 \times 3937 + 231 = 545,96\text{mm} > 462\text{mm} (\checkmark)$$

$$L_{pB} = 0,08 \times 5755 + 231 = 691,40\text{mm} > 462\text{mm} (\checkmark)$$

5.6. Kesitlerde Moment-Eğrilik Analizi

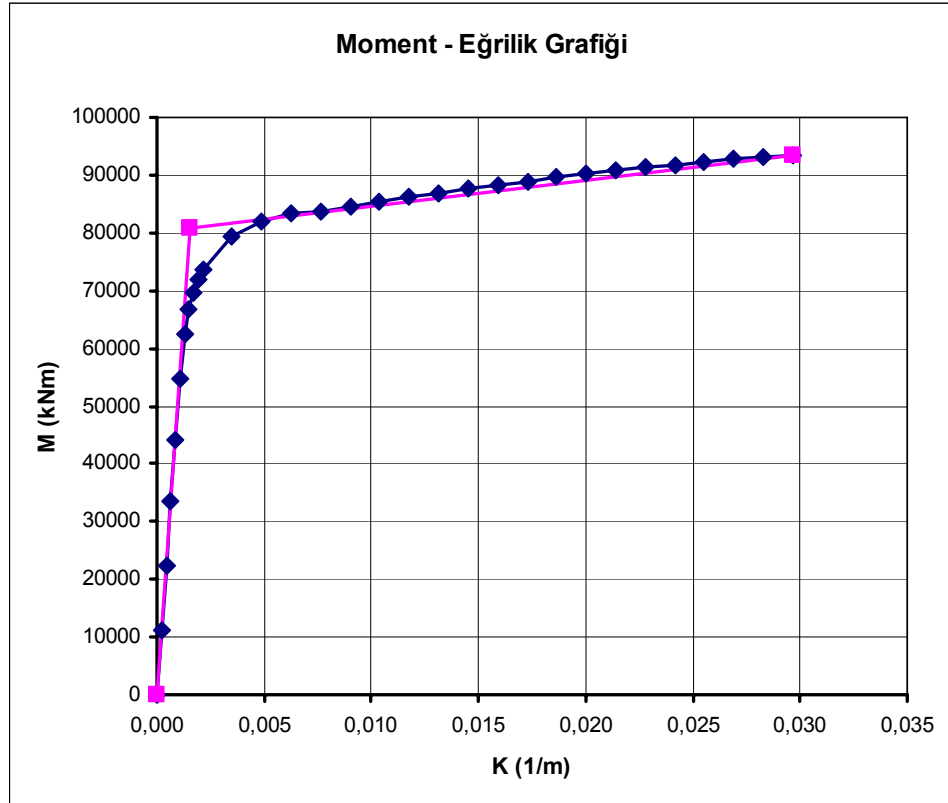
Viyadük ayakları XTRACT programında modellenerek kesitlere ait moment-eğrilik bağıntıları elde edilmiştir. XTRACT programında modellenen viyadük ayaklarına ait kesitler **Şekil 5.9a** ve **Şekil 5.9b** de gösterilmektedir.



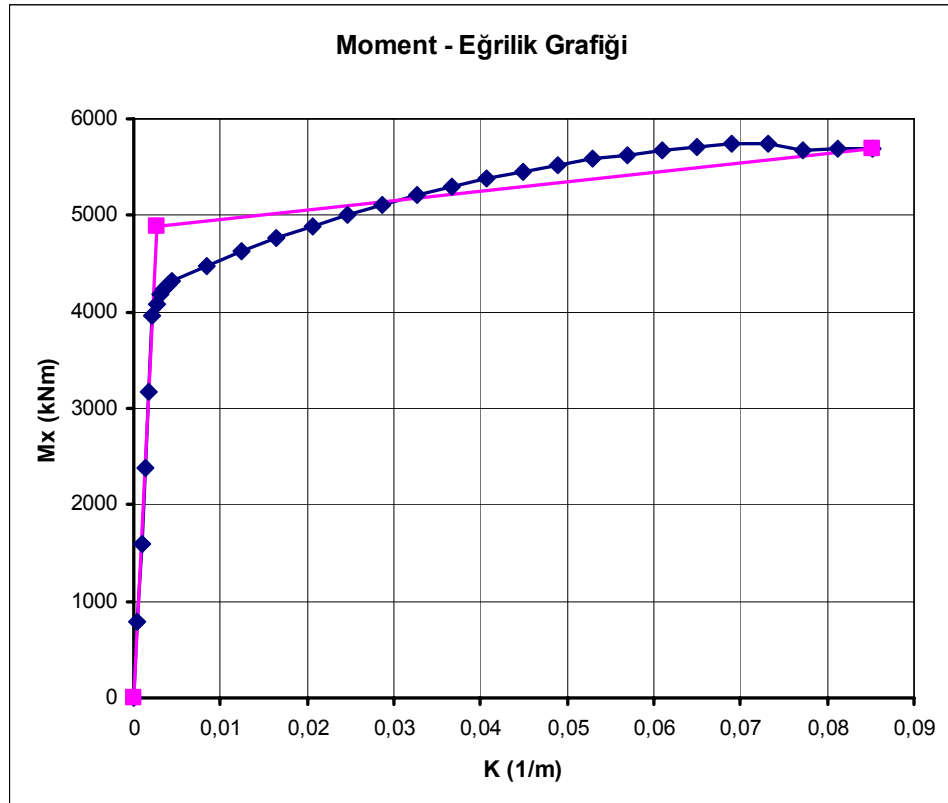
Şekil 5.9a : Orta ayak extract modeli

Şekil 5.9b : kenar ayak extract modeli

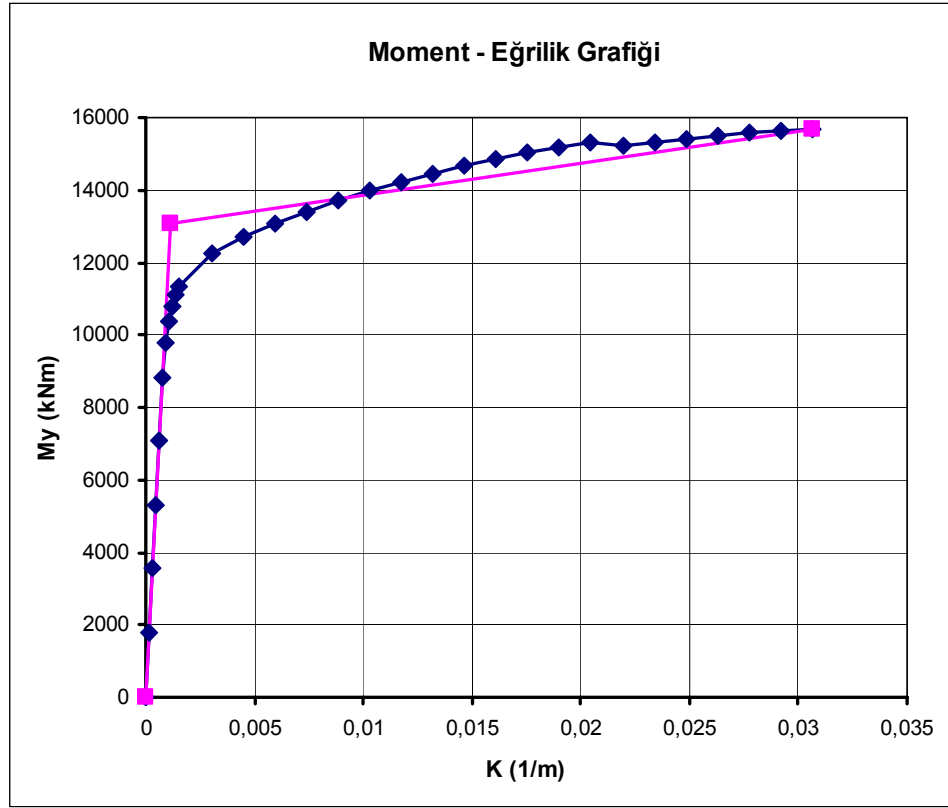
Eleman kesitleri, kesiti çevreleyen kabuk beton, çekirdek beton ve donatı çeliği olmak üzere üç ayrı malzeme olarak modellenmiştir. Bu modellemede kabuk beton sargısız beton olarak, çekirdek beton ise sargılı beton olarak göz önüne alınmıştır. Hesaplarda çeliğin pekleşmesi dikkate alınmaktadır.



Şekil 5.10a : Orta ayak moment-eğrilik grafiği (N=0 için)



Şekil 5.10b : Kenar ayak moment-eğrilik grafiği
(köprü enine doğrultusunda, N=0 için)



Şekil 5.10c : Kenar ayak moment-eğrilik grafiği
(köprü boyuna doğrultusunda, $N=0$ için)

5.7. Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi İle Performansın Belirlenmesi

Tablo 5.2'de ilk iki moda ait etkin modal kütle değerleri verilmektedir.

Tablo 5.2 : İlk iki moda ait etkin modal kütle değerleri

Mod	Periyot (s)	UX (%)	Periyot (s)	UY (%)
1	2,695	57,336	2,695	0
2	3,359	0	3,359	53,392

Tablo 5.3'de ilk iki moda ait modal katılım faktörleri verilmektedir.

Tablo 5.3 : İlk iki moda ait modal katılım faktörleri

Mod	Periyot (s)	UX	Periyot (s)	UY
1	2,695	121,134	2,695	1,211
2	3,359	0,0219	3,359	-116,893

Tablo 5.4'de birinci mod yatay yerdeğiştirmeleri P5 ve P6 orta ayakları için verilmiştir.

Tablo 5.4 : Birinci mod yatay yerdeğiştirmeleri

Ayak	Mod	dx (m)	dy (m)
P6	1	0	0,00975
P5	2	-0,01031	0

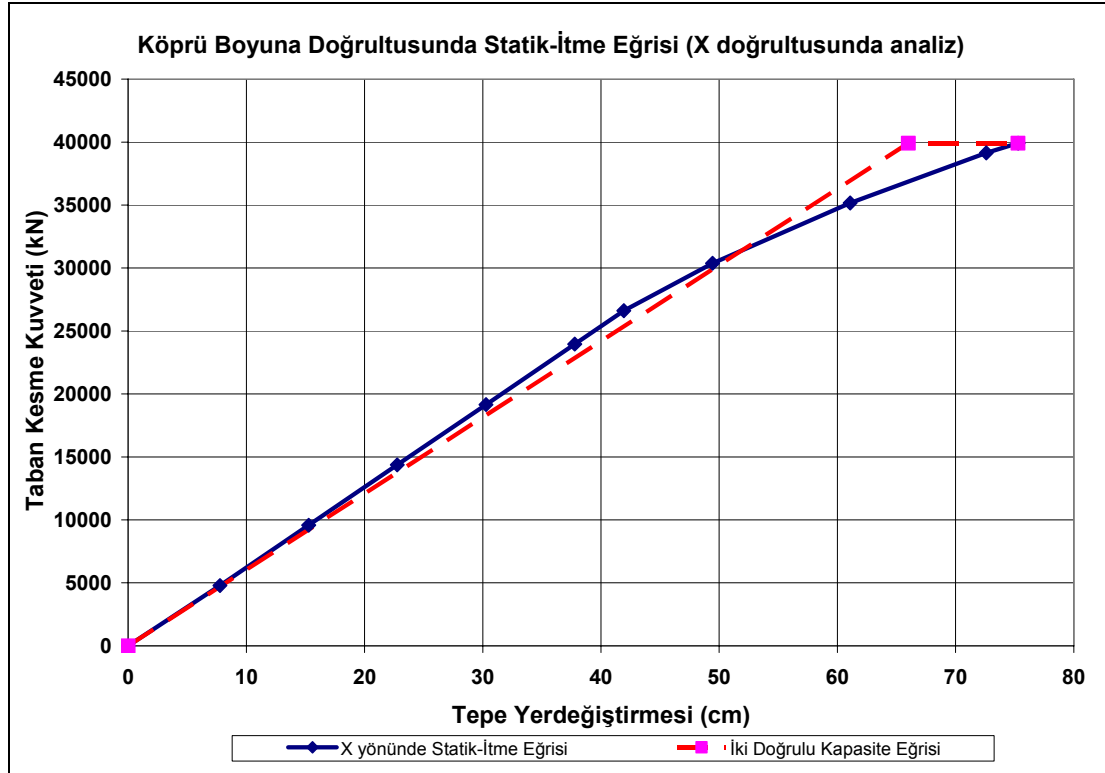
5.7.1. Statik itme eğrisinin tanımlanması

a) Köprü boyuna doğrultusunda statik itme eğrisi

Tablo 5.5 : Köprü boyuna doğrultusunda tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti değerleri

Adım	d_x (cm)	V_x (kN)
0	0,00	0,00
1	7,77	4791,08
2	15,27	9582,16
3	22,77	14373,24
4	30,27	19164,32
5	37,78	23955,40
6	41,93	26606,79
7	49,43	30370,84
8	61,09	35171,73
9	72,60	39144,96
10	75,29	39910,07

Şekil 5.11’de taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme grafiğinin altındaki alan eşit kalacak şekilde iki doğrulu statik itme grafiği tanımlanmıştır.



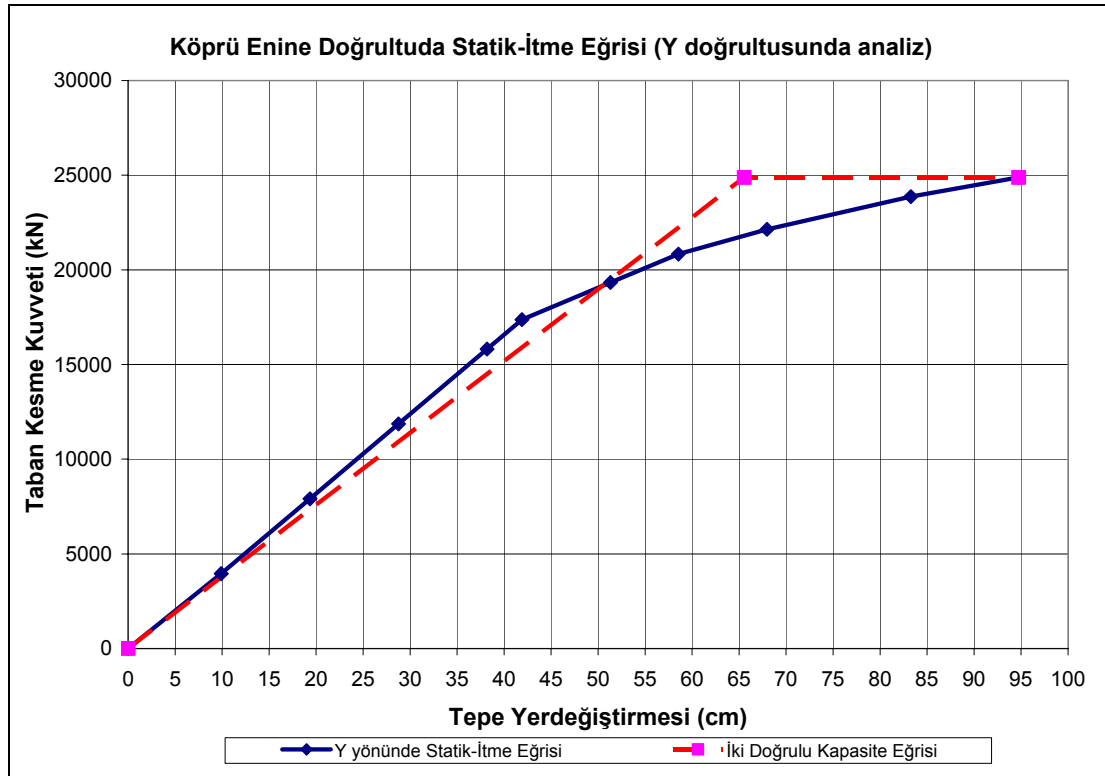
Şekil 5.11 : Köprü boyuna doğrultusunda taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme grafiği

b) Köprü enine doğrultusunda statik itme eğrisi

Tablo 5.6 : Köprü enine doğrultusunda tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti değerleri

Adım	d_y (cm)	V_y (kN)
0	0,00	0,00
1	9,91	3952,90
2	19,34	7905,80
3	28,76	11858,70
4	38,19	15811,61
5	41,90	17367,03
6	51,33	19330,47
7	58,54	20833,20
8	67,97	22138,10
9	83,27	23868,91
10	94,75	24876,58

Şekil 5.12’de taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme grafiğinin altındaki alan eşit kalacak şekilde iki doğrulu statik itme grafiği tanımlanmıştır.



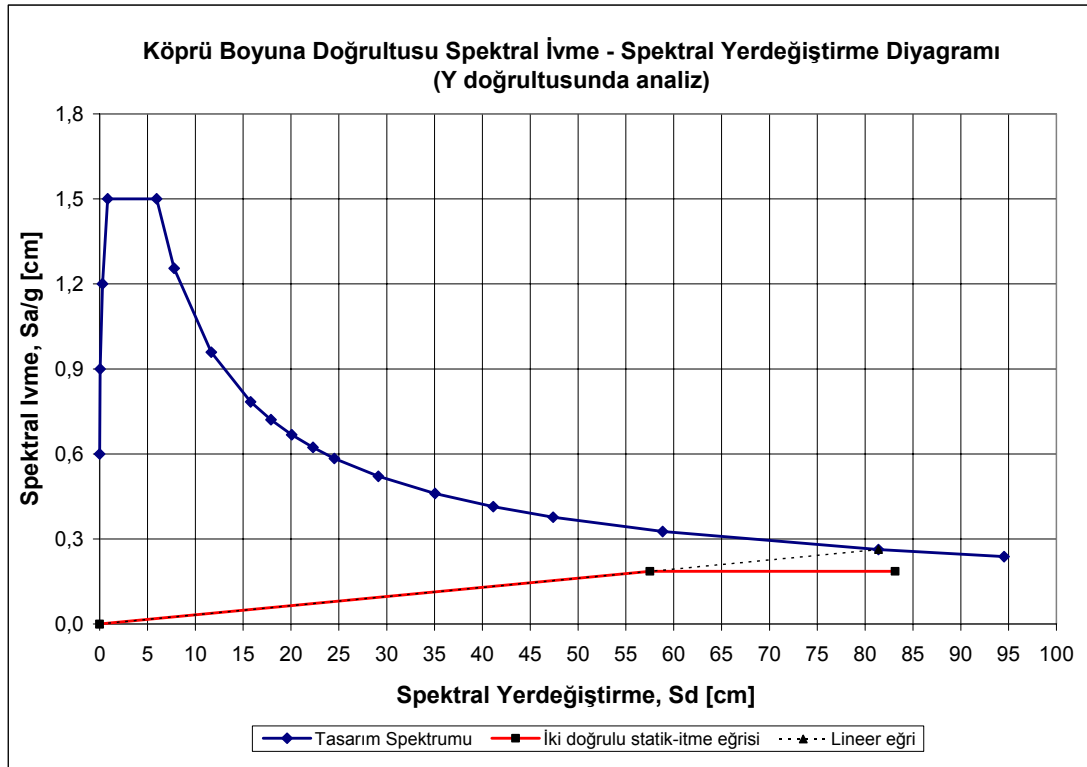
Şekil 5.12 : Köprü enine doğrultusunda taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme grafiği

5.7.2. Modal ivme ve modal yerdeğiştirme değerlerinin elde edilişi

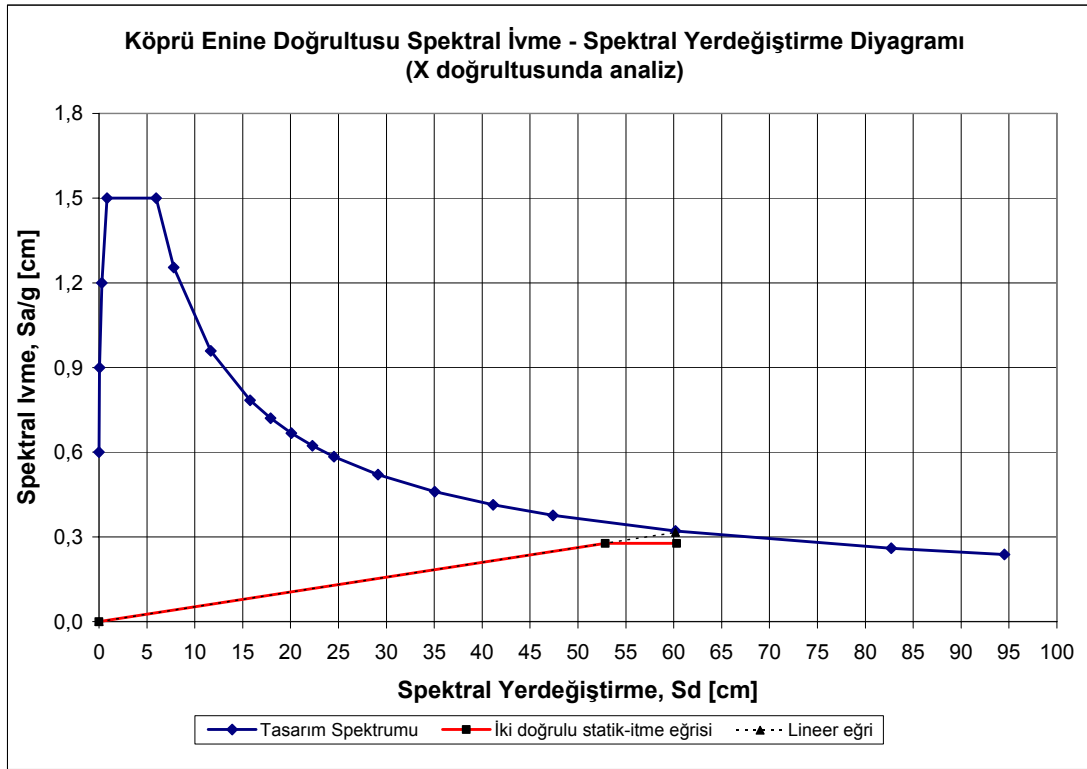
Tablo 5.5 ve **Tablo 5.6**'da, taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi değerleri kullanarak modal ivme değerlerine karşılık gelen modal yer değiştirme değerleri elde edilmiştir.

Tablo 5.7 : Modal ivme-modal yerdeğiştirme değerleri

Boyuna Doğrultu		Enine Doğrultusu	
d_x (cm)	$a_x(m/s^2)$	d_y (cm)	$a_y(m/s^2)$
0,000	0,000	0,000	0,000
6,218	0,033	8,694	0,029
12,226	0,067	16,966	0,059
18,234	0,100	25,237	0,088
24,241	0,133	33,509	0,118
30,249	0,166	36,763	0,130
33,574	0,185	45,035	0,144
39,581	0,211	51,366	0,155
48,911	0,244	59,638	0,165
58,134	0,272	73,062	0,178
60,288	0,277	83,137	0,186



Şekil 5.13 : Köprü boyuna doğrultusunda spektral ivme-spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 5.14 : Köprü enine doğrultusunda spektral ivme-spektral yerdeğiştirme diyagramı

Tablo 5.8'de hedef yerdeğiştirmenin bulunması için kullanılan parametreler ve hedef yerdeğiştirme değerleri görülmektedir.

Tablo 5.8 : S2 deprem düzeyi hesap parametreleri ve performans noktası

Boyuna Yönde Analiz		Enine Yönde Analiz	
ω	T_e	ω	T_e
2,269	2,770	1,779	3,532
C1	C2	C1	C2
1	1	1	1
Ry	Sde(Te)	Ry	Sde(Te)
1,159	0,602	1,415	0,8141
Sdi(Te)	Ux-hedef	Sdi(Te)	Uy-hedef
0,602	0,752	0,814	0,928

Tablo 5.8'de S2 deprem düzeyi için performans noktası değerleri köprü boyuna doğrultusunda 75cm ve köprü enine doğrultusunda 93cm olarak hesaplanmıştır.

Benzer hesaplar S1 deprem düzeyi içinde yapılmış, hedef yerdeğiştirmenin bulunması için kullanılan parametreler ve hedef yerdeğiştirme değerleri **Tablo 5.9'**da verilmiştir.

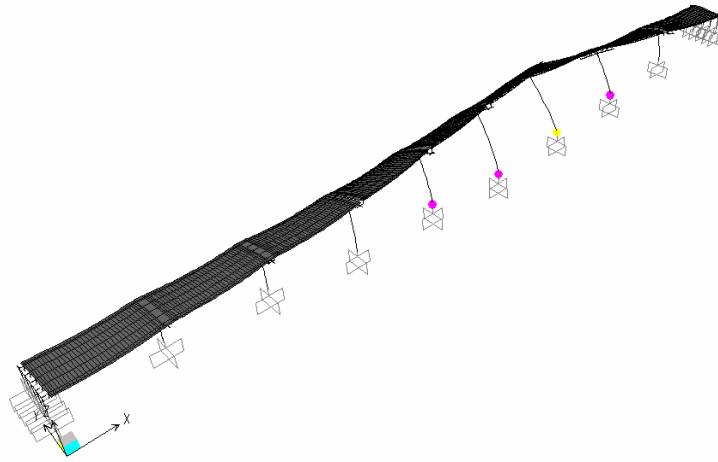
Tablo 5.9 : S1 deprem düzeyi hesap parametreleri ve performans noktası

Boyuna Yönde Analiz		Enine Yönde Analiz	
ω	Te	ω	Te
2,319	2,709	1,855	3,387
C1	C2	C1	C2
1	1	1	1
Ry	Sde(Te)	Ry	Sde(Te)
0,974	0,1974	0,966	0,2581
Sdi(Te)	Ux-hedef	Sdi(Te)	Uy-hedef
0,19738	0,2465	0,25805	0,2941

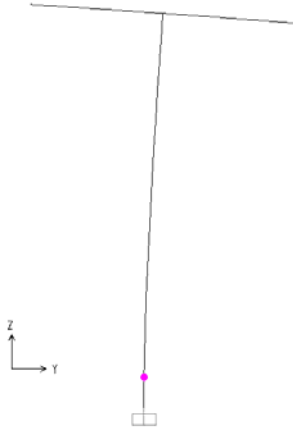
Tablo 5.9'da S1 deprem düzeyi için performans noktası değerleri köprü boyuna doğrultusunda 25cm ve köprü enine doğrultusunda 29cm olarak hesaplanmıştır.

5.7.3. Performans noktasında sisteme ait plastik mafsalları dağılımları

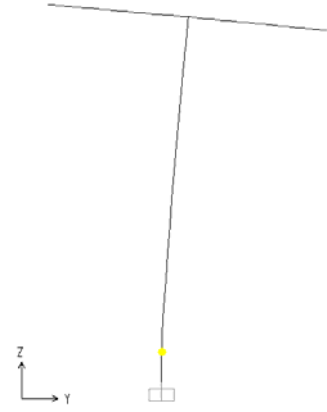
Şekil 5.15-Şekil 5.17'de köprü enine doğrultusunda S2 deprem düzeyi için performans noktasında oluşan plastik mafsalları dağılımları gösterilmektedir.



Şekil 5.15 : Köprü enine doğrultusunda statik itme analizi plastik mafsalları dağılımı

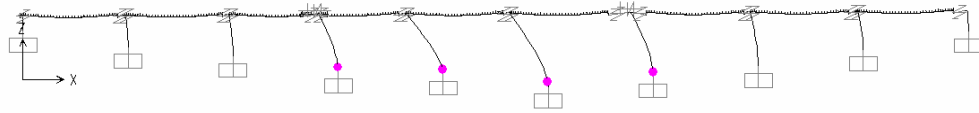


Şekil 5.16 : P5 ayağı plastik mafsalı

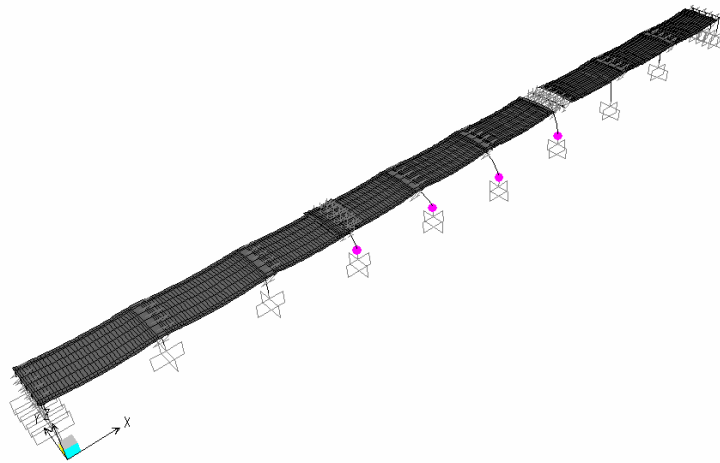


Şekil 5.17 : P6 ayağı plastik mafsalı

Şekil 5.18-Şekil 5.19'da köprü boyuna doğrultusunda S2 deprem düzeyi için performans noktasında oluşan plastik mafsal dağılımları gösterilmektedir.



Şekil 5.18 : Köprü boyuna doğrultusunda statik itme analizi tipik aks plastik mafsal dağılımı



Şekil 5.19 : Köprü boyuna doğrultusunda statik itme analizi plastik mafsal dağılımı

5.7.4. Birim şekil değıştirme istemlerinin belirlenmesi

Tablo 5.10'da S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değeri verilmıştır. P4, P5, P6 ve P7 orta ayakları şekildeğıştirmeleri elastik sınır değeri geçmiş ve plastik şekildeğıştirme meydana gelmiştir.

Tablo 5.10 : S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değeri

AYAK ADI	YÜKLEME	P kN	M ₂ kNm	θ_p radyan	L _p m	Φ_p 1/m	Φ_y 1/m	Φ_t 1/m
P1	PUSH_Y	-25787,66	18450,64	0	1,134	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P2	PUSH_Y	-26431,90	41781,82	0	1,431	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P3	PUSH_Y	-27128,55	50031,26	0	1,927	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P4	PUSH_Y	-27682,30	99425,10	0,000782	2,023	0,000387	0,001625	0,002012
P5	PUSH_Y	-28565,50	101304,75	0,004762	2,439	0,001952	0,001620	0,003572
P6	PUSH_Y	-27570,55	107816,72	0,021143	2,136	0,009898	0,001625	0,011523
P7	PUSH_Y	-27280,84	103294,74	0,010357	1,832	0,005653	0,001626	0,007279
P8	PUSH_Y	-26196,65	84262,32	0	1,328	0	Elastik değeri geçmemiştir.	

Tablo 5.11'de S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda ayak performans düzeyleri verilmıştır. Tüm orta ayaklar S2 deprem düzeyi için öngörülen kontrollü hasar performans düzeyini sağlamakta, P6 orta ayağı ise S2 deprem düzeyi için öngörülen kontrollü hasar performans düzeyini sağlamamaktadır.

Tablo 5.11 : S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda ayak performans düzeyleri

AYAK ADI	YÜKLEME	ϵ_c	ϵ_s	Performans Düzeyi
P1	PUSH_Y	-	-	KH
P2	PUSH_Y	-	-	KH
P3	PUSH_Y	-	-	KH
P4	PUSH_Y	0,003725	0,003714	KH
P5	PUSH_Y	0,006800	0,006776	KH
P6	PUSH_Y	0,022880	0,022300	> KH
P7	PUSH_Y	0,014400	0,014300	KH
P8	PUSH_Y	-	-	KH

Tablo 5.12'de S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda toplam eğrilik değeri verilmıştır. P3, P4, P5 ve P6 orta ayakları şekildeğıştirmeleri elastik sınır değeri geçmiş ve plastik şekildeğıştirme meydana gelmiştir.

Tablo 5.12 : S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda toplam eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P	M ₃	θ_p	L _p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
		kN	kNm	rad	m	1/m	1/m	1/m
P1	PUSH_X	-25787,66	-42597,86	0	1,134	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P2	PUSH_X	-26431,90	-41922,68	0	1,431	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P3	PUSH_X	-27837,63	-98995,75	0,00196	1,927	0,001017	0,001624	0,002641
P4	PUSH_X	-27682,30	-105007,21	0,014963	2,023	0,007396	0,001625	0,009021
P5	PUSH_X	-28904,02	-102516,41	0,007648	2,439	0,003136	0,001620	0,004756
P6	PUSH_X	-27570,55	-98345,58	0,000711	2,136	0,000333	0,001625	0,001958
P7	PUSH_X	-27680,97	-50465,21	0	1,832	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P8	PUSH_X	-26399,46	-64898,52	0	1,328	0	Elastik değeri geçmemiştir.	

Tablo 5.13'de S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda ayak performans düzeyleri verilmiştir. Tüm orta ayaklar S2 deprem düzeyi için öngörülen kontrollü hasar performans düzeyini sağlamaktadır.

Tablo 5.13 : S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda ayak performans düzeyleri

AYAK ADI	YÜKLEME	ϵ_c	ϵ_s	Performans Düzeyi
P1	PUSH_X	-	-	KH
P2	PUSH_X	-	-	KH
P3	PUSH_X	0,004972	0,004952	KH
P4	PUSH_X	0,017870	0,017810	KH
P5	PUSH_X	0,009184	0,009152	KH
P6	PUSH_X	0,003600	0,003610	KH
P7	PUSH_X	-	-	KH
P8	PUSH_X	-	-	KH

Tablo 5.14'de S1 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri verilmiştir. Tüm orta ayak şekildeğiştirmeleri elastik sınır değerler içerisinde kalmakta ve S1 deprem düzeyi için öngörülen minimum hasar performans düzeyini sağlamaktadır.

Tablo 5.14 : S1 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P	M ₂	θ_p	L _p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
		kN	kNm	rad	m	1/m	1/m	1/m
P1	PUSH_Y	-25787,66	10006,93	0	1,134	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P2	PUSH_Y	-26431,90	22447,78	0	1,431	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P3	PUSH_Y	-27128,55	27246,33	0	1,927	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P4	PUSH_Y	-27682,30	42709,77	0	2,023	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P5	PUSH_Y	-28565,50	45247,89	0	2,439	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P6	PUSH_Y	-27570,55	70612,22	0	2,136	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P7	PUSH_Y	-27280,84	53516,72	0	1,832	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P8	PUSH_Y	-26196,65	31265,16	0	1,328	0	Elastik değeri geçmemiştir.	

Tablo 5.15'de S1 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda toplam eğrilik değerleri verilmiştir. Tüm orta ayak şekildeğiştirmeleri elastik sınır değerler

içerisinde kalmakta ve S1 deprem düzeyi için öngörülen minimum hasar performans düzeyini sağlamaktadır.

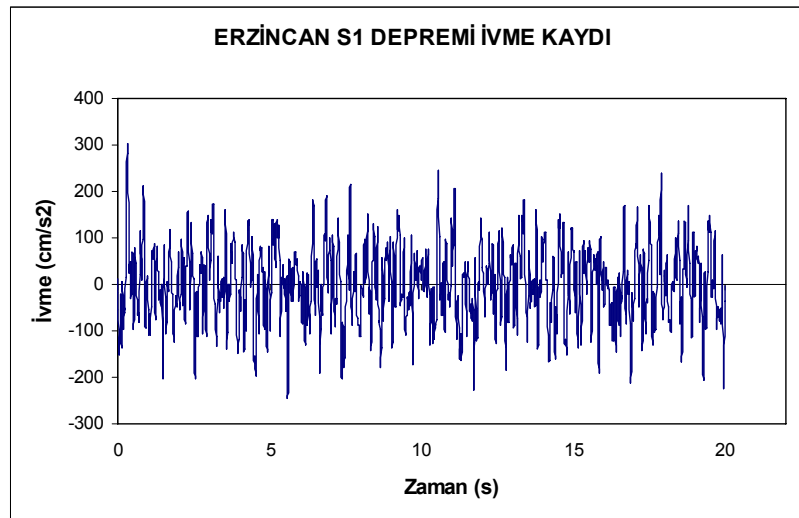
Tablo 5.15 : S1 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda toplam eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P kN	M ₃ kNm	θ_p radyan	L _p m	Φ_p 1/m	Φ_y 1/m	Φ_t 1/m
P1	PUSH_X	-25787,66	-14621,92	0	1,134	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P2	PUSH_X	-26431,90	-15426,26	0	1,431	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P3	PUSH_X	-27384,06	-36963,41	0	1,927	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P4	PUSH_X	-27682,30	-58276,08	0	2,023	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P5	PUSH_X	-28650,41	-46362,07	0	2,439	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P6	PUSH_X	-27570,55	-35082,70	0	2,136	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P7	PUSH_X	-27415,20	-18008,23	0	1,832	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P8	PUSH_X	-26270,41	-24140,24	0	1,328	0	Elastik değeri geçmemiştir.	

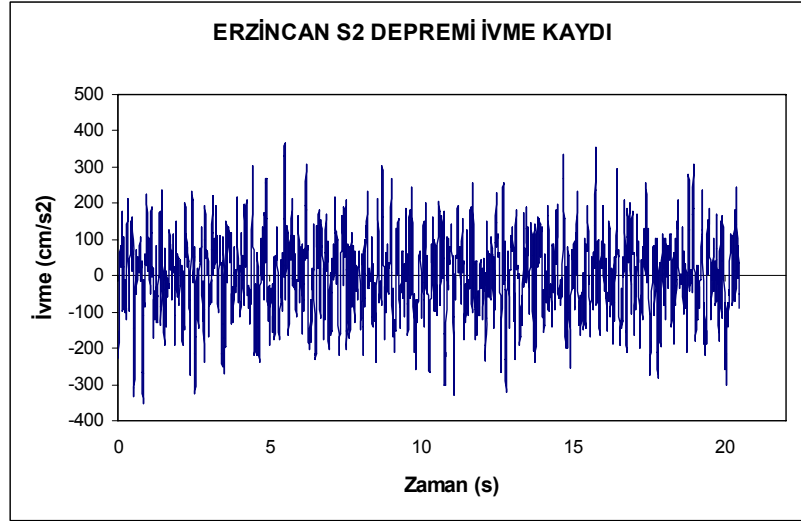
Benzer hesaplar S1 ve S2 deprem düzeylerinde köprü enine ve boyuna doğrultuda kenar ayaklar için de yapılmıştır. Kenar ayakların S1 ve S2 deprem düzeyleri için öngörülen minimum hasar düzeylerini sağladığı görülmüştür.

5.8. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Performansın Belirlenmesi

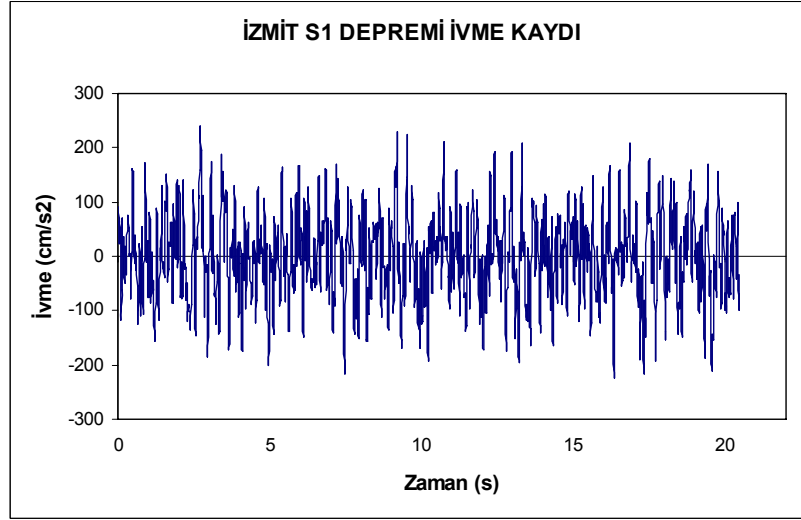
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile performans değerlendirmede toplam 6 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Bu kayıtlardan üç tanesi S1 deprem düzeyine diğer üç tanesi de S2 deprem düzeyine aittir. Bu kayıtlar Şekil 5.20a-Şekil 5.22b’de gösterilmiştir. 6 adet deprem kaydı köprü enine ve boyuna doğrultusunda etkililmiş ve sonuçlar irdelenmiştir.



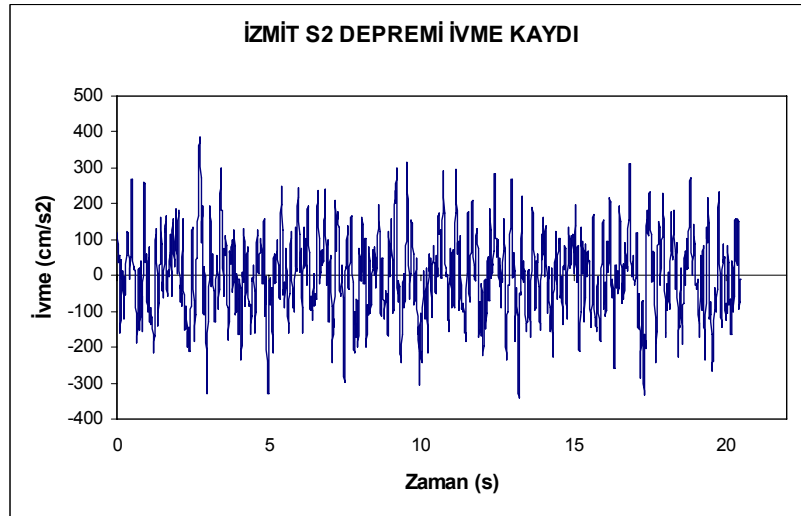
Şekil 5.20a : Erzincan S1 depremi ivme kaydı



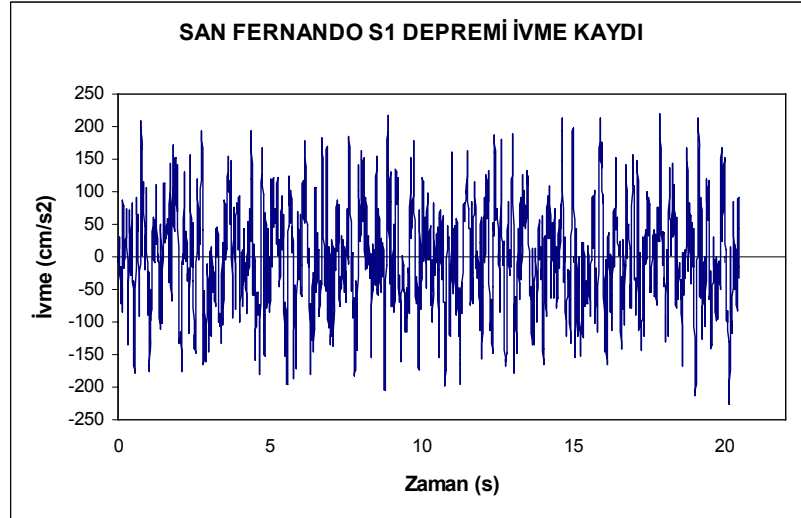
Şekil 5.20b : Erzincan S2 depremi ivme kaydı



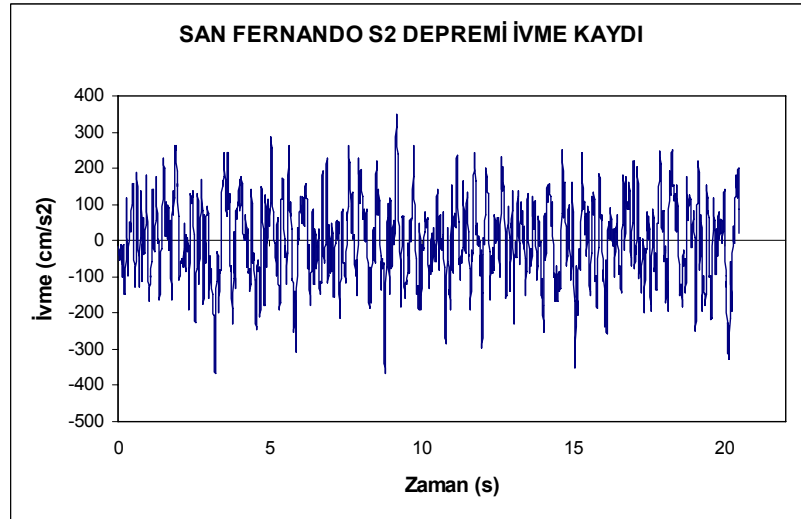
Şekil 5.21a : İzmit S1 depremi ivme kaydı



Şekil 5.21b : İzmit S2 depremi ivme kaydı



Şekil 5.22a : San Fernando S1 depremi ivme kaydı



Şekil 5.22b : San Fernando S2 depremi ivme kaydı

Tablo 5.16'da Erzincan S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri verilmiştir. P6 orta ayağı şekildeğıştirmeleri elastik sınır değeri geçmiş ve plastik şekildeğıştırme meydana gelmiştir.

Tablo 5.16 : Erzincan S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P kN	M ₂ kNm	θ_p radyan	L _p m	Φ_p 1/m	Φ_y 1/m	Φ_t 1/m
P1	THY_ER2	-25747,7	65083,4	0	1,134	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P2	THY_ER2	-26367,6	75025,9	0	1,431	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P3	THY_ER2	-27095,5	81632,8	0	1,927	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P4	THY_ER2	-27629	91945,2	0	2,023	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P5	THY_ER2	-28506,9	85015,3	0	2,439	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P6	THY_ER2	-27532,9	102745	0,004863	2,136	0,002277	0,001625	0,003902
P7	THY_ER2	-27239,9	90514,8	0	1,832	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P8	THY_ER2	-26165,1	77531,6	0	1,328	0	Elastik değeri geçmemiştir.	

Tablo 5.17'de İzmit S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri verilmiştir. P6 orta ayağı şekildeğiştirmeleri elastik sınır değeri geçmiş ve plastik şekildeğiştirme meydana gelmiştir.

Tablo 5.17 : İzmit S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P	M ₂	θ_p	L _p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
		kN	kNm	rad	m	1/m	1/m	1/m
P1	THY_IZMT2	-25713,1	54357,1	0	1,134	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P2	THY_IZMT2	-26326,2	49197,4	0	1,431	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P3	THY_IZMT2	-27065,9	58169,7	0	1,927	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P4	THY_IZMT2	-27588,2	75846,4	0	2,023	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P5	THY_IZMT2	-28485,3	72942,6	0	2,439	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P6	THY_IZMT2	-27510,3	101230	0,002055	2,136	0,000962	0,001625	0,002587
P7	THY_IZMT2	-27197,3	76260,7	0	1,832	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P8	THY_IZMT2	-26126,5	43834,3	0	1,328	0	Elastik değeri geçmemiştir.	

Tablo 5.18'de San Fernando S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri verilmiştir. P6 orta ayağı şekildeğiştirmeleri elastik sınır değeri geçmiş ve plastik şekildeğiştirme meydana gelmiştir.

Tablo 5.18 : San Fernando S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda toplam eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P	M ₂	θ_p	L _p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
		kN	kNm	rad	m	1/m	1/m	1/m
P1	THY_SANFE2	-25879,9	-52353	0	1,134	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P2	THY_SANFE2	-26527,7	-45569,3	0	1,431	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P3	THY_SANFE2	-27184,9	-56822,7	0	1,927	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P4	THY_SANFE2	-27750,2	-69314,9	0	2,023	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P5	THY_SANFE2	-28684,7	-65907,3	0	2,439	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P6	THY_SANFE2	-27643,2	-99462,4	0,000711	2,136	0,000333	0,001625	0,001958
P7	THY_SANFE2	-27371,3	-86195,8	0	1,832	0	Elastik değeri geçmemiştir.	
P8	THY_SANFE2	-26260,4	-75821,8	0	1,328	0	Elastik değeri geçmemiştir.	

Şekil 5.23'te orta ayak eksenel yük-eğrilik diyagramı üç hasar sınırı için çizdirilmiş ve **Tablo 5.16-Tablo 5.18**'deki P6 orta ayağına ait değerler bu grafik içine yerleştirilerek P6 orta ayağının hasar düzeyi tespit edilmiştir. **Şekil 5.23**'ten P6 orta ayağının İzmit ve San Fernando S2 deprem düzeylerinde minimum hasar performans düzeyini, Erzincan S2 deprem düzeyinde de kontrollü hasar performans düzeyini sağladığı görülmüştür.

Kenar ve orta ayakların köprü enine ve boyuna doğrultusunda S1 deprem düzeyi için öngörülen minimum hasar performans düzeyini ve S2 deprem düzeyi için öngörülen

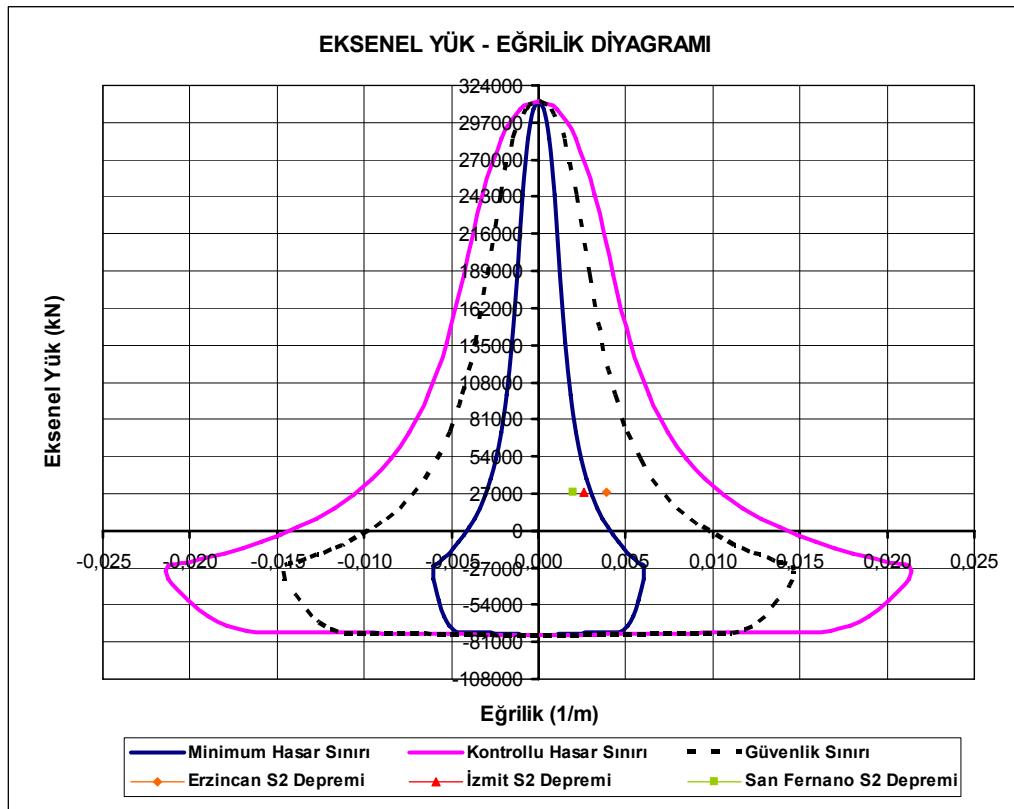
kontrollü hasar performans düzeyini sağladığı yapılan hesaplar sonucunda görülmüştür.

Tablo 5.19 : S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda P6 ayağı hasar bölgeleri

AYAK ADI	YÜKLEME	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Bölgesi
P6	THY_ER2	0,007517	0,007486	BHB
P6	THY_IZMT2	0,004877	0,004855	BHB
P6	THY_SANFE2	0,003625	0,003609	MHB

Tablo 5.19'da S2 deprem düzeyi (Erzincan, İzmit ve San Fernando) köprü enine doğrultusunda P6 orta ayağı hasar bölgeleri verilmektedir. Her üç deprem kaydı için P6 orta ayağının S2 deprem düzeyi için öngörülen kontrollü hasar performans düzeyini sağladığı görülmektedir.

S2 deprem düzeyi İzmit deprem kaydı için yapılan hesaplarda P6 orta ayağı hasarı **Şekil 5.23**'te MHB (minimum hasar bölgesinde), **Tablo 5.19**'da ise BHB (belirgin hasar bölgesinde) kesit hasar bölgesinde çıkmıştır. **Tablo 5.19**'da beton ve çeliğin şekildeğiştirmelerinin sınır değerler ile karşılaştırılmasından elde edilen kesit hasar bölgesi daha elverişsiz olduğundan P6 orta ayağının BHB kesit hasar bölgesinde olduğuna karar verilmiştir.



Şekil 5.23 : Orta ayak eksenel yük - eğrilik diyagramı

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada Sakarya Otoyolu – Levent Bağlantı Viyadüğü'nün deprem performansının belirlenmesinde doğrusal tasarım esaslarının yanı sıra doğrusal ve doğrusal olmayan performans belirleme yöntemleri kullanılmıştır. Çalışmada elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır:

- 1) Önce köprü yeni yapılacakmış gibi TDY 07 ve AASHTO 02 tasarım esaslarına göre deprem ve düşey yüklerin ortak etkileri altında analiz edilmiş ve inceleme sonucunda;
 - a) Kenar ayakların ve P1, P2, P3, P7, P8 orta ayaklarının eğilme kapasitelerinin yeterli, P4, P5 ve P6 orta ayaklarının eğilme kapasitelerinin ise yetersiz olduğu,
 - b) Orta ayakların kesme kuvveti kapasitelerinin istemleri karşıladığı, ancak etriye sarılma boylarının ve enine donatı hacımsal oranlarının AASHTO 02 tasarım esaslarını sağlamadığı,
 - c) Elastomer mesnetlerde farklı yüklemeler altında meydana gelen yüzey gerilmelerinin sınır değerlerinin arasında kaldığı,
 - d) Elastomer mesnetlerin öngörülen kayma şekildeğiştirmesi sınır değerlerini aştığı,
 - e) Deprem takozlarının kesme sürtünmesi kapasitelerinin elastomer mesnetlerden arda kalan etkileri karşılayabildiği,
 - f) Temel elemanlarının altında oluşan zemin gerilmesi değerlerinin birbirine dik her iki deprem doğrultusunda, geoteknik raporlarda öngörülen emniyetli zemin gerilmesi değerini aştığı görülmüştür.

Temelerde oluşan bu olumsuz durumun giderilmesi için yüzeysel temel alanları arttırılabilir. Eğilme kapasitesinin, etriye sarılma boyları ve enine donatı hacımsal oranlarının yetersiz olduğu ayaklar lifli polimerler kullanılarak güçlendirilebilir.

2) Mevcut köprü temin edilen proje verileri kullanılarak doğrusal elastik yöntemle performans analizine tabi tutulmuştur. TDY 07’de verilen, kuvvet esaslı, doğrusal yöntemle performansın belirlenmesine yönelik, S1 ve S2 deprem düzeyleri için yapılan incelemeler sonucunda;

- a) Her iki deprem büyüklüğü için bütün kesitlerin kırılma tipinin sünek olduğu,
- b) S1 deprem etkileri altında, bütün ayakların hasar durumunun MHB (minimum hasar bölgesi) kesit hasar bölgesinde olduğu ancak P6 orta ayağının görelî öteleme sınırlarını sağlamayarak BHB (belirgin hasar bölgesi) kesit hasar bölgesine geçtiği görülmüştür. Bu ayak için hesaplanan görelî öteleme (0,01051), TDY 07 minimum hasar sınırı için öngörülen (0,01) görelî öteleme değerinden %5 fazla olduğundan viyadüğün performansının değerlendirilmesinde bu ayağın da MHB kesit hasar bölgesinde kaldığı kabul edilmiş ve buna dayanarak S1 deprem düzeyi için yapının yönetmelikte öngörülen HK (hemen kullanım) performans seviyesini sağladığı belirlenmiştir.
- c) S2 deprem etkileri altında, bütün ayakların hasar durumunun BHB (belirgin hasar bölgesi) kesit hasar bölgesinde olduğu, ancak P6 orta ayağının görelî öteleme sınırlarını sağlamayarak İHB (ileri hasar bölgesi) kesit hasar bölgesine geçtiği görülmüştür. Bu ayak için hesaplanan görelî öteleme (0,031), TDY 07 güvenlik sınırı için öngörülen (0,030) görelî öteleme değerinden %3 fazla olduğundan viyadüğün performansının değerlendirilmesinde bu ayağın da BHB kesit hasar bölgesinde kaldığı kabul edilmiş ve buna dayanarak S2 deprem düzeyi için yapının yönetmelikte öngörülen CG (can güvenliği) performans seviyesini sağladığı belirlenmiştir.

3) Aynı köprü için iki ayrı yöntemle doğrusal olmayan performans analizi yapılmıştır.

a) Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi yöntemi ile performansın belirlenmesine yönelik, S1 ve S2 deprem düzeyleri için yapılan incelemeler sonucunda;

- i) S1 deprem etkileri altında köprü boyuna doğrultusunda performans noktasının 25cm ve bu performans noktasına karşı gelen taban kesme kuvvetinin 15996kN, köprü enine doğrultusunda performans noktasının

29cm ve bu performans noktasına karşı gelen taban kesme kuvvetinin 12558kN olduğu,

- ii) S1 deprem etkileri altında bütün ayakların hasar durumunun MHB kesit hasar bölgesinde olduğu (şekildeğiştirmeler elastik sınırı geçmemiştir) ve yapının S1 deprem düzeyi için yönetmelikte öngörülen HK (hemen kullanım) performans seviyesini sağladığı görülmüştür.
- iii) S2 deprem etkileri altında köprü boyuna doğrultusunda performans noktasının 75cm ve bu performans noktasına karşı gelen taban kesme kuvvetinin 39910kN, köprü enine doğrultusunda performans noktasının 93cm ve bu performans noktasına karşı gelen taban kesme kuvvetinin 24877kN olduğu,
- iv) S2 deprem etkileri altında, kenar ayaklar ile P1, P2 ve P8 orta ayaklarının hasar durumunun MHB kesit hasar bölgesinde (şekildeğiştirmeler elastik sınırı geçmemiştir), P3 ve P5 orta ayaklarının hasar durumunun BHB kesit hasar bölgesinde, P4 ve P7 orta ayaklarının hasar durumunun İHB kesit hasar bölgesinde, P6 orta ayağının ise köprü enine doğrultusundaki deprem etkileri altında kontrollü hasar (KH) için öngörülen sınır beton şekildeğiştirme istemini aşarak hasar durumunun GÇB (göçme bölgesi) kesit hasar bölgesinde olduğu ve buna bağlı olarak S2 deprem düzeyi için yapının yönetmelikte öngörülen CG (can güvenliği) performans seviyesini sağlamadığı belirlenmiştir.

Tablo 6.1 : S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda ayak hasar bölgeleri

AYAK ADI	YÜKLEME	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Bölgesi
P1	PUSH_Y	-	-	MHB
P2	PUSH_Y	-	-	MHB
P3	PUSH_Y	-	-	MHB
P4	PUSH_Y	0,003725	0,003714	MHB
P5	PUSH_Y	0,006800	0,006776	BHB
P6	PUSH_Y	0,022880	0,022300	GÇB
P7	PUSH_Y	0,014400	0,014300	İHB
P8	PUSH_Y	-	-	MHB

Tablo 6.2 : S2 deprem düzeyi köprü boyuna doğrultusunda ayak hasar bölgeleri

AYAK ADI	YÜKLEME	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Bölgesi
P1	PUSH_X	-	-	MHB
P2	PUSH_X	-	-	MHB
P3	PUSH_X	0,004972	0,004952	BHB
P4	PUSH_X	0,017870	0,017810	İHB
P5	PUSH_X	0,009184	0,009152	MHB
P6	PUSH_X	0,003600	0,003610	MHB
P7	PUSH_X	-	-	MHB
P8	PUSH_X	-	-	MHB

Mevcut viyadüğün S2 deprem düzeyi için yönetmelikte öngörülen performans seviyesini sağlaması için, kontrollü hasar seviyesinin ilerisinde hasar gören P6 orta ayağı ile İHB (ileri hasar bölgesi) kesit hasar bölgesindeki P4 ve P7 orta ayaklarının eğilme kapasitelerinin arttırılması gibi önlemlerin alınması önerilebilir.

b) Zaman Tanım Alanında Hesap yöntemi ile performansın belirlenmesine yönelik altı farklı deprem kaydı (S1 ve S2 deprem düzeyleri) için yapılan incelemeler sonucunda;

- i) S1 depremi etkileri altında, bütün ayakların hasar durumunun MHB (minimum hasar bölgesi) kesit hasar bölgesinde olduğu (şekildeğiştirmeler elastik sınırı geçmemiştir) ve yapının S1 deprem düzeyi için yönetmelikte öngörülen HK (hemen kullanım) performans seviyesini sağladığı,**
- ii) S2 depremi etkileri altında, bütün ayakların hasar durumunun MHB (minimum hasar bölgesi) kesit hasar bölgesinde olduğu (şekildeğiştirmeler elastik sınırı geçmemiştir), P6 orta ayağının ise köprü enine doğrultusundaki deprem etkileri altında (ErzincanS2 ve İzmitS2) minimum hasar sınırı için (MN) öngörülen sınır beton şekildeğiştirme istemlerini aşarak hasar durumunun BHB (belirgin hasar bölgesi) kesit hasar bölgesinde olduğu ve buna bağlı olarak S2 deprem düzeyi için yapının yönetmelikte öngörülen CG (can güvenliği) performans seviyesini sağladığı belirlenmiştir.**

Tablo 6.3 : S2 deprem düzeyi köprü enine doğrultusunda P6 ayağı hasar bölgeleri

AYAK ADI	YÜKLEME	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Bögesi
P6	THY_ER2	0,007517	0,007486	BHB
P6	THY_IZMT2	0,004877	0,004855	BHB
P6	THY_SANFE2	0,003625	0,003609	MHB

- 4) TDY 07’de mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi için öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler kullanılarak mevcut bir viyadüğün incelenmesi ile elde edilen sonuçların, birbiri ile yeterince benzerlik gösterdiği ve kesit hasar durumlarının en fazla bir hasar aralığı farkettiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [2] **AASHTO**, 2002. Standard Specifications For Highway Bridges, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington
- [3] **CALTRANS**, 2001. Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.2, *California Transportation*, California.
- [4] **Aydınoğlu, M.N.**, 2005. Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerin Deprem Performanslarının Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi, İstanbul, Türkiye
- [5] **GUMBA**, 2003. Bearings For Bridges And Civil Engineering Structures, Borken.
- [6] **Deveci, B.**, 1999. Öngerilmeli Prefabrike Kirişli Çok Açıklıklı Bir Viyadük Projesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [7] **Heins, C.P., Lawrie, R.A.**, 1984. Design of Modern Concrete Highway Bridges, A Wiley-Interscience Publication, New York.
- [8] **Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.**, 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, A Wiley-Interscience Publication, New York.
- [9] **Naaman, A.E.**, 1982. Prestressed Concrete Analysis and Design, McGraw-Hill, Chicago.
- [10] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [11] **Çakıroğlu, A., Özer, E., Özmen, G.**, 1980. Malzeme ve Geometri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, İTÜ Kütüphanesi Matbaası, İstanbul.
- [12] **YKİTŞ**, 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara.
- [13] **KYMYİAY**, 2006. Karayolu Yolboyu Mühendislik Yapıları İçin Afet Yönetmeliği, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [14] **Çakıroğlu, A., Özer, E.**, 1990. Dikdörtgen ve Daire Betonarme Kesitlerde

Taşıma Gücü Formülleri ve Yaklaşıklık Mertebeleri, *İMO Teknik Dergi*, 25-48.

- [15] **Özer, E.**, 2007. *Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları*, İstanbul.
- [16] **Darılmaz, K.**, 2007. Köprü Kolonlarının Deprem Etkilerine Göre Tasarımı İçin Sayısal Bir Örnek, *İstanbul Bülten*, **88**, 16-18.
- [17] **XTRACT**, 2001. Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.
- [18] **SAP 2000**, 2007. Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [19] **Uygun, G.**, 2007. Mevcut Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesinde Doğrusal Ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [20] **Yüksel, E.S., Aydoğan, M.**, 2007. Mevcut Bir Viyadüğün Deprem Performansının Değerlendirilmesi, *1. Köprü ve Viyadükler Sempozyumu*, Antalya, 29-30 Kasım.
- [21] **Yalçın, S.**, 2003. Viyadüklerin Deprem Durumunda AASTHO, CALTRANS Standartlarına Göre Tahkiki ve Bir Uygulama, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

Umut YILDIZ, 1982 yılında Ankara’da doğmuştur. İlkokul öğrenimini Arı Koleji’nde, ortaokul ve liseyi TED Ankara Koleji’nde tamamlamıştır. 2000 yılında İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye ve 2001 yılında İstanbul Üniversitesi Makine Mühendisliği Bölümünde çift anadal yapmaya hak kazanmıştır. 2004 yılında İnşaat Mühendisliği lisans eğitimini ve 2005 yılında Makine Mühendisliği lisans eğitimini tamamladıktan sonra, 2005 yılında İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı’nda yüksek lisans öğrenimine başlamıştır. Halen Statica Müh. Müş.ve Mim. Ltd. Şti.’nde inşaat mühendisi olarak çalışmaktadır.