

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**VİYADÜKLERİN DEPREM DURUMUNDA CALTRANS  
STANDARDINA GÖRE İNCELENMESİ VE HERKE  
KAVŞAK VİYADÜĞÜNÜN GÜÇLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
İnş. Müh. Özge ELMAS**

**Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**

**Programı : DEPREM MÜHENDİSLİĞİ**

**HAZİRAN 2008**

**VİYADÜKLERİN DEPREM DURUMUNDA CALTRANS  
STANDARDINA GÖRE İNCELENMESİ VE HERKE  
KAVŞAK VİYADÜĞÜNÜN GÜÇLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
İnş. Müh. Özge ELMAS  
(501041230)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2008  
Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Haziran 2008**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Kadir GÜLER  
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Metin AYDOĞAN  
Doç.Dr. Mustafa ZORBOZAN**

**HAZİRAN 2008**

## ÖNSÖZ

Bugünlere gelmemde üzerimde çok büyük emekleri olan sevgili anne ve babama, tez çalışmam sırasında yardımlarını esirgemeyen değerli hocam Sayın Prof Dr. Kadir GÜLER'e, konu hakkındaki bilgilerini benimle paylaşan arkadaşım Volkan SÜLLÜ'ye ve ayrıca sabrı ve anlayışı için sevgili eşim Semih DEDEOĞLU'na teşekkürü bir borç bilirim.

Haziran 2008

Özge ELMAS

## İÇİNDEKİLER

<b>KISALTMALAR</b>	<b>vi</b>
<b>TABLO LİSTESİ</b>	<b>vii</b>
<b>ŞEKİL LİSTESİ</b>	<b>viii</b>
<b>SEMBOL LİSTESİ</b>	<b>xi</b>
<b>ÖZET</b>	<b>xiii</b>
<b>SUMMARY</b>	<b>xiv</b>
<b>1. GİRİŞ</b>	<b>1</b>
1.1. Giriş ve Amaç	1
<b>2. YAPININ TANITILMASI</b>	<b>4</b>
2.1. Viyadük Hakkında Genel Açıklamalar	4
2.2. Viyadüğün Özellikleri	6
2.3. Viyadük Elemanları	7
2.3.1. Öngerilmeli giriş	7
2.3.2. Kolonlar	7
2.3.3. Temeller	8
2.3.4. Elastomer mesnetler	8
2.4. Hesap Yükleri	9
2.5. Malzeme Özellikleri	9
2.5.1. Beton	9
2.5.2. Çelik	10
2.6. Üstyapı Ağırlığı Hesabı	11
<b>3. AASHTO 2002 BÖLÜM IA'YA GÖRE KUVVETE DAYALI ÇÖZÜMLEME</b>	<b>13</b>
3.1. AASHTO Yol Köprüleri için Standart Şartlar	13
3.2. AASHTO Bölüm IA'ya göre Dinamik Analiz Yönteminin Belirlenmesi	13
3.3. Matematik Model	15
<b>4. CALTRANS SEISMIC DESIN CRITERIA 2001'E GÖRE YERDEĞİŞTİRMEYE DAYALI ÇÖZÜMLEME</b>	<b>17</b>
4.1. Caltrans Sismik Dizayn Kriterleri 2001	17
4.2. Normal Köprü Tanımı	17
4.3. Mevcut Viyadüğün İncelenmesi	18
4.3.1. Matematik model	18
4.3.2. Yapılan hesaplar hakkında açıklamalar	18

4.3.2.1. Artımsal eşdeğer deprem yükü analizi	18
4.3.2.2. Plastik mafsal boyu hesabı	21
4.3.2.3. Ayak plastik mafsal yerlerinin belirlenmesi	22
4.3.2.4. Viyadük ayağında moment-dönme değişiminin elde edilmesi ve plastik mafsal özelliklerinin SAP2000 programında tanımlanması	23
4.3.2.5. Viyadük ayağı çatlamış kesit atalet momentlerinin belirlenmesi	26
4.3.2.6. S1 ve S2 deprem spektrumları	27
4.3.2.7. SAP2000 programı sonuçları	34
4.3.2.8. Kapasite eğrisinin belirlenmesi	35
4.3.2.9. Temellerin incelenmesi	42
<b>5. KÖPRÜLERİN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ</b>	<b>44</b>
5.1. Onarım ve Güçlendirilmenin Tanımı	44
5.2. Güçlendirme Nedenleri	45
5.3. Mevcut Yapıların Güçlendirilmesinin Avantajları	45
5.4. Güçlendirme Yöntemleri	46
5.4.1. Ayakları güçlendirme	46
5.4.2. Sismik gücü azaltma	48
5.4.3. Düşmeyi önleyici tedbirler	48
5.5. Güçlendirme Yöntemi Seçim Kriterleri	48
5.6. Mantolama Yöntemi ile Diğer Yöntemlerin Karşılaştırılması	49
5.7. Onarım ve Güçlendirmede Kullanılan Malzemeler	49
<b>6. GÜÇLENDİRİLMİŞ VİYADÜĞÜN İNCELENMESİ</b>	<b>51</b>
6.1. Güçlendirilmiş Viyadüğün Hesabı Hakkında Açıklama	51
6.2. SAP2000' de Güçlendirilmiş Viyadüğün Modellenmesi	53
6.3. Elastomer Hesabı	53
6.4. Güçlendirilmiş durumda viyadüğün lineer olmayan itme analiz ile incelenmesi	53
6.5. Güçlendirilmiş Durumda Viyadük Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi	55
6.6. Performans Hedeflerinin Kontrolü	60
6.7. Güçlendirilmiş Durumda Viyadük Ayağının (kolonun) Kayma Hesabı	61
6.7.1. Viyadük enine yönünde kolonun kayma hesabı	61
6.7.2. Viyadük boyuna yönünde kolonun kayma hesabı	62
6.7.3. Viyadük ayağı plastik mafsal bölgesi güçlendirmesi	63
6.7.4. Ankraj boyu hesabı	63
6.8. Temellerin incelenmesi	66
<b>7. SONUÇLAR</b>	<b>68</b>

<b>KAYNAKLAR</b>	<b>71</b>
<b>EKLER</b>	<b>72</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ</b>	<b>122</b>

## **KISALTMALAR**

<b>AASHTO</b>	: American Association of State Highway and Transportation Officials
<b>CALTRANS</b>	: California Transportation
<b>SDC</b>	: Seismic Design Criteria
<b>DBA</b>	: Deplasman Bazlı Analiz
<b>KBA</b>	: Kuvvet Bazlı Analiz

## TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
<b>Tablo 2.1</b>	Kolon ölçüleri..... 7
<b>Tablo 2.2</b>	Temel tipleri..... 8
<b>Tablo 2.3</b>	Elastomer mesnet tipleri..... 8
<b>Tablo 3.1</b>	Deprem davranış kategorisi (AASHTO bölüm IA tablo 3.4)..... 13
<b>Tablo 3.2</b>	Düzgün köprü tanımı (AASHTO bölüm IA tablo 4.2B)..... 14
<b>Tablo 3.3</b>	Hesap yöntemi seçimi (AASHTO bölüm IA tablo 4.2A)..... 14
<b>Tablo 3.4</b>	Elastomer mesnet rijitliği tablosu ..... 16
<b>Tablo 4.1</b>	Deprem performans (davranış) kriterleri..... 19
<b>Tablo 4.2</b>	Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları..... 20
<b>Tablo 4.3</b>	Akslar ve plastik mafsal boyları..... 22
<b>Tablo 4.4</b>	Ayak çatlamış kesit atalet momentleri..... 26
<b>Tablo 4.5</b>	S1 deprem seviyesi için davranış spektrum eğrisinin koordinatları 28
<b>Tablo 4.6</b>	S2 deprem seviyesi için davranış spektrum eğrisinin koordinatları 29
<b>Tablo 4.7</b>	Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirmeler..... 37
<b>Tablo 4.8</b>	S1 deprem seviyesi enine yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 37
<b>Tablo 4.9</b>	S2 deprem seviyesi enine yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 37
<b>Tablo 4.10</b>	Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirmeler..... 40
<b>Tablo 4.11</b>	S1 deprem seviyesi boyuna yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 40
<b>Tablo 4.12</b>	S2 deprem seviyesi boyuna yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 41
<b>Tablo 4.13</b>	Viyadük boyuna yönünde S2 depremi için malzeme birim uzama tahkikleri..... 42
<b>Tablo 6.1</b>	Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirmeler..... 57
<b>Tablo 6.2</b>	S1 deprem seviyesi enine yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 57
<b>Tablo 6.3</b>	S2 deprem seviyesi enine yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 57
<b>Tablo 6.4</b>	Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirmeler..... 59
<b>Tablo 6.5</b>	S1 deprem seviyesi boyuna yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 59
<b>Tablo 6.6</b>	S2 deprem seviyesi boyuna yön için plastik mafsal dönme değerleri..... 60
<b>Tablo 6.7</b>	S2 deprem senaryosunda viyadük boyuna yönünde şekil değiştirme tahkikleri..... 61

## ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1	:Hereke Kavşak Viyadüğü uydu görünümü ..... 4
Şekil 2.2	:Hereke Kavşak Viyadüğü plan ve boykesiti ..... 5
Şekil 2.3	:Hereke Kavşak Viyadüğü genel görünüşü ..... 5
Şekil 2.4	:Deforme olmuş elastomer mesnet ..... 6
Şekil 2.5	:Öngerilmeli I kiriş kesiti ..... 7
Şekil 2.6	:Kutu kesitli kolon ayak kesiti ..... 7
Şekil 2.7	:Beton gerilme-şekil değiştirme modeli ..... 10
Şekil 2.8	:Çelik gerilme-birim şekil değiştirme modeli ..... 11
Şekil 3.1	:Genleşme derzsiz orta ayaklar için matematik model detayı ..... 15
Şekil 3.2	:Köprü enkesiti ..... 15
Şekil 4.1	:Örnek kapasite-talep spektrumu kesştirilmesi ..... 21
Şekil 4.2	:2 ve 3 aksları kolonlarında plastik mafsal yerleştirilen kesitler ve plastik mafsal ( $L_p$ ) boyları ..... 22
Şekil 4.3	:İki doğrultulu moment eğrilik diyagramı ..... 23
Şekil 4.4	:Moment eğrilik diyagramı ..... 24
Şekil 4.5	:SAP2000 de plastik mafsal için moment eğrilik diyagramı ..... 24
Şekil 4.6	:Viyadük modeline plastik mafsal atanması ..... 25
Şekil 4.7	:Viyadük orta ayak kesiti ..... 27
Şekil 4.8	:S1 deprem seviyesi davranış spektrumu ..... 29
Şekil 4.9	:S2 deprem seviyesi davranış spektrumu ..... 30
Şekil 4.10	:S1 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu ... 30
Şekil 4.11	:S2 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu ... 31
Şekil 4.12	:Örnek kapasite-talep spektrumu kesştirilmesi ..... 33
Şekil 4.13	:Matematik model ..... 34
Şekil 4.14	:1.Mod ( $T_1=0,430s$ enine doğrultuda) ..... 34
Şekil 4.15	:2.Mod ( $T_2=0,338s$ boyuna doğrultuda) ..... 35
Şekil 4.16	:S1 deprem senaryosu viyadük enine doğrultuda talep-davranış spektrumu ..... 36
Şekil 4.17	:S2 deprem senaryosu viyadük enine doğrultuda talep-davranış spektrumu ..... 36
Şekil 4.18	:1.Mod ( $T_1=0,541s$ boyuna doğrultuda) ..... 38
Şekil 4.19	:2.Mod ( $T_2=0,433s$ enine doğrultuda) ..... 39
Şekil 4.20	:S1 deprem senaryosu viyadük boyuna yönde talep-davranış spektrumu ..... 39
Şekil 4.21	:S2 deprem senaryosu viyadük boyuna yönde talep-davranış spektrumu ..... 40
Şekil 4.22	:S2 deprem senaryosu viyadük boyuna doğrultuda orta ayaklarda plastik mafsal oluşumu ..... 41
Şekil 4.23	:Kazıklı temel modeli ..... 53

<b>Şekil 5.1</b>	:Betonarme mantolama örneği .....	46
<b>Şekil 5.2</b>	:Çelik plakalarla mantolama örneği .....	47
<b>Şekil 5.3</b>	:Karbon fiber malzemelerle mantolama örneği.....	47
<b>Şekil 5.4</b>	:Düşmeyi önleyici aygıtların işlevi .....	48
<b>Şekil 6.1</b>	:Deprem takozu planı .....	51
<b>Şekil 6.2</b>	:Viyadük deprem takozu görünümü.....	52
<b>Şekil 6.3</b>	:Deprem takozu boşlukları .....	52
<b>Şekil 6.4</b>	:Güçlendirilmiş viyadüğün SAP2000 matematik modeli.....	54
<b>Şekil 6.5</b>	:2. Aşama mod 2 enine doğrultuda ( $T_2=0,827s$ ) .....	54
<b>Şekil 6.6</b>	:2. Aşama boyuna yön mod 3 boyuna doğrultuda ( $T_3=0,578s$ ) .....	55
<b>Şekil 6.7</b>	:Güçlendirilmiş durum viyadük enine yönünde itme analizi S1 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı.....	56
<b>Şekil 6.8</b>	:Güçlendirilmiş durum viyadük enine yönünde itme analizi S2 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı.....	56
<b>Şekil 6.9</b>	:Güçlendirilmiş durum viyadük boyuna yönünde itme analizi S1 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı.....	58
<b>Şekil 6.10</b>	:Güçlendirilmiş durum viyadük boyuna yönünde itme analizi S2 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı.....	59
<b>Şekil 6.11</b>	:Mevcut temel filiz donatısı görünümü .....	64
<b>Şekil 6.12</b>	:Tipik bir güçlendirilmiş kolon planı .....	65
<b>Şekil 6.13</b>	:Güçlendirilmiş kolon A-A kesiti.....	65
<b>Şekil 6.14</b>	:Güçlendirilmiş kolon B-B kesiti .....	65
<b>Şekil 6.15</b>	:13.80m x 6.60m kazıklı temel modeli.....	66
<b>Şekil A1</b>	:2 Aksı 1aMx mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	73
<b>Şekil A2</b>	:2 Aksı 1aMx mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	74
<b>Şekil A3</b>	:2 Aksı 1aMy mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	75
<b>Şekil A4</b>	:2 Aksı 1aMy mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	76
<b>Şekil A5</b>	:2 Aksı 1bMx mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	77
<b>Şekil A6</b>	:2 Aksı 1bMx mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	78
<b>Şekil A7</b>	:2 Aksı 1bMy mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	79
<b>Şekil A8</b>	:2 Aksı 1bMy mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	80
<b>Şekil A9</b>	:3 Aksı 2aMx mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	81
<b>Şekil A10</b>	:3 Aksı 2aMx mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	82
<b>Şekil A11</b>	:3 Aksı 2aMy mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	83
<b>Şekil A12</b>	:3 Aksı 2aMy mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	84
<b>Şekil A13</b>	:3 Aksı 2bMx mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	85
<b>Şekil A14</b>	:3 Aksı 2bMx mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	86
<b>Şekil A15</b>	:3 Aksı 2bMy mafsalının moment-eğrilik diyagramı.....	87

<b>Şekil A16</b>	:3 Aksı 2bMy mafsalı için SAP2000 programına atanan moment-dönme değerleri.....	88
<b>Şekil B1</b>	:1. Aşama enine yön S1 depremi viyadük ayağı (kolon) moment diyagramı.....	90
<b>Şekil B2</b>	:1. Aşama enine yön S1 depremi viyadük ayağı (kolon) kesme kuvveti diyagramı .....	91
<b>Şekil B3</b>	:1. Aşama enine yön S1 depremi viyadük ayağı (kolon) eksenel kuvvet diyagramı.....	92
<b>Şekil B4</b>	:1. Aşama enine yön S2 depremi viyadük ayağı (kolon) moment diyagramı .....	93
<b>Şekil B5</b>	:1. Aşama enine yön S2 depremi viyadük ayağı (kolon) kesme kuvveti diyagramı.....	94
<b>Şekil B6</b>	:1. Aşama enine yön S2 depremi viyadük ayağı (kolon) eksenel kuvvet diyagramı.....	95
<b>Şekil C1</b>	: 1. Aşama enine yön S2 depremi temelle etkitilen kuvvetler.....	97
<b>Şekil C2</b>	: 1. Aşama enine yön S2 depremi kazık kesme kuvveti diyagramı....	98
<b>Şekil C3</b>	: 1. Aşama enine yön S2 depremi kazık moment diyagramı.....	99
<b>Şekil C4</b>	: 1. Aşama enine yön S2 depremi kazık eksenel kuvvet diyagramı.	100
<b>Şekil C5</b>	: 1. Aşama enine yön S2 depremi kazık moment-normal kuvvet etkileşim diyagramı .....	101
<b>Şekil C6</b>	: 1. Aşama köprü enine yönde kazık kesme hesabı.....	102
<b>Şekil D1</b>	:2. Aşama enine yön S1 depremi moment diyagramı .....	104
<b>Şekil D2</b>	:2. Aşama enine yön S1 depremi kesme kuvveti diyagramı .....	105
<b>Şekil D3</b>	:2. Aşama enine yön S1 depremi eksenel kuvvet diyagramı .....	106
<b>Şekil D4</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi moment diyagramı .....	107
<b>Şekil D5</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi kesme kuvveti diyagramı .....	108
<b>Şekil D6</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi normal kuvvet diyagramı .....	109
<b>Şekil E1</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi temelle etkitilen kuvvetler.....	111
<b>Şekil E2</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi kazık moment diyagramı.....	112
<b>Şekil E3</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi kazık kesme kuvveti diyagramı...	113
<b>Şekil E4</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi kazık eksenel kuvvet diyagramı..	114
<b>Şekil E5</b>	:2. Aşama enine yön S2 depremi kazık moment-normal kuvvet etkileşim diyagramı .....	115
<b>Şekil E6</b>	: 2. Aşama viyadük enine yönde kazık kesme hesabı .....	116
<b>Şekil F1</b>	:Kazık başlığı viyadük enine yönünde moment değeri.....	118
<b>Şekil F2</b>	:Viyadük enine yönünde temel alt donatısı için güçlendirilmiş temelde moment-eğrilik diyagramı .....	119

## SEMBOL LİSTESİ

$\phi$	: Dayanım azaltma faktörü
$d$	: Faydalı yükseklik
$b_w$	: Hesap genişliği
$f_c$	: Karakteristik beton basınç dayanımı
$E_{c,s}$	: Elastisite modülü
$f_y$	: Çelik karakteristik akma dayanımı
$f_{yh}$	: Sargı donatısı akma dayanımı
$f_u$	: Çelik kopma dayanımı
$\epsilon_{co}$	: Maksimum basınçta gerilmesi altında sargısız beton basınç birim deformasyonu
$\epsilon_{sp}$	: Betonun nihai basınç birim deformasyonu
$\epsilon_y$	: Çelik akma birim deformasyonu
$\epsilon_{sh}$	: Çelik pekleşme birim deformasyonu
$\epsilon_{su}^R$	: Çelik azaltılmış nihai birim deformasyonu
$\epsilon_{su}$	: Çelik nihai birim deformasyonu
$\epsilon_c$	: Beton birim deformasyonu
$\epsilon_s$	: Çelik birim deformasyonu
$A$	: Ana kaya ivmesi
$A$	: Alan
$K$	: Rijitlik
$G$	: Kayma modülü
$T$	: Periyot
$Sa$	: Spektral ivme
$Sd$	: Spektral deplasman
$M_{33,22}$	: Lokal eksenler etrafındaki moment
$V_{33,22}$	: Lokal eksenler doğrultusundaki kesme kuvveti
$N$	: Normal kuvvet
$r$	: Yarıçapı
$I_{22,33}$	: Atalet momenti
$L$	: Kolon boyu
$K$	: Etkili uzunluk faktörü
$C_m$	: Moment faktörü
$P_c$	: Kritik yük
$\delta$	: Moment büyütme faktörü
$R$	: Cevap düzeltme faktörü
$s$	: Etriye aralığı
$V_c$	: Beton kesme dayanımı
$V_s$	: Etriyenin taşıdığı kesme dayanımı
$V_n$	: Kesitte oluşan nominal kesme kuvveti
$A_v$	: Etriye alanı
$a$	: Sargı donatısı aralığı
$h_c$	: Kolon çekirdek bölgesi ölçüsü

$\kappa_e$	: Elastik eğrilik
$\kappa_p$	: Plastik eğrilik
$\kappa_u$	: Nihai eğrilik
$\phi_p$	: Plastik dönme
$L_p$	: Plastik mafsal boyu
$\delta_t$	: Hedef deplasman
$C_1$	: Maksimum elastik olmayan deplasmanla hesaplanan doğrusal elastik deplasmanlar arasındaki düzeltme faktörü
$PF_1$	: Birinci mod için modal katılım faktörü
$\alpha_1$	: Birinci mod için modal kütle katsayısı
$\phi_{11}$	: Seviye 1 de birinci mod büyüklüğü
$\Delta_{roof}$	: Tepe deplasmanı
$W$	: Ağırlık
$g$	: Yerçekimi ivmesi
$DL$	: Zati yükler
$EQ_y$	: Köprü boyuna yönünde deprem hesabı
$EQ_x$	: Köprü enine yönünde deprem hesabı
$h_{rt}$	: Elastomer mesnet neopren kalınlığı

# VİYADÜKLERİN DEPREM DURUMUNDA CALTRANS STANDARDINA GÖR İNCELENMESİ VE HERKE KAVŞAK VİYADÜĞÜN GÜÇLENDİRİLMESİ

## ÖZET

Bu çalışmada, Viyadüklerin deprem hesaplarının yapılmasında dünyada kullanılan en güncel şartnamelerden olan AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges ve CALTRANS Seismic Design Criteria kullanılması konusunda genel bilgiler verilmiş ve mevcut bir viyadüğe uygulaması ele alınmıştır.

İlk bölümde, konu ile ilgili bilgiler verilmiştir.

İkinci bölümde, uygulama olarak seçilen Kavşak Viyadüğü tanıtılmaya çalışılmıştır.

Üçüncü bölümde, AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges Division IA: Seismic Design kısmı ile ilgili bilgiler verilmiştir.

Dördüncü bölümde, CALTRANS Seismic Design Criteria kullanılarak viyadüğün doğrusal olmayan statik itme analizi yapılmıştır. Kolonların moment-eğrilik diyagramlarını elde edebilmek için XTRACT programından yararlanılmıştır. Yapı analizinde SAP2000 NONLINEAR VER.8.2.3 kullanılarak kolonlarda oluşan plastik dönmeler elde edilmiş, oluşan plastik dönmelere bakılarak köprünün performans seviyesi belirlenmeye çalışılmıştır. Kolonlar, temeller (kazık başlığı) ve kazıklar doğrusal olmayan statik itme analizi ışığında bulunan sonuçlar ile kontrol edilmiştir.

Beşinci bölümde, köprü onarım ve güçlendirme yöntemlerine değinilmiştir.

Altıncı bölümde, güçlendirilmiş köprü için doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda malzeme şekil değiştirmeleri S1 ve S2 deprem seviyesinde istenilen sınırlar içerisinde kalmıştır. Güçlendirilmiş başlık giriş, temel eğilme ve kesme kuvveti tahkikleri yapılmıştır. Mevcut durumda kesitleri yeterli olmayan kazıklar güçlendirilmiş durumda yeterli olmuşlardır.

Son olarak lineer olmayan hesap yöntemleri kullanılması ile bir önceki bölümden elde edilen hesap sonuçları genel olarak değerlendirilmiştir. Çalışmadan elde edilen güçlendirme sonuçları bu bölümde yorumlanmıştır.

# **SEISMIC DESIGN OF VIADUCTS ACCORDING TO CALTRANS SPECIFICATION AND STRENGTHENING OF HEREKE KAVŞAK VIADUCT**

## **SUMMARY**

In this study, the subject of the use of AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges and CALTRANS Seismic Design which is one of the most updated specifications used in the seismic calculations of viaducts, has been examined on an existing viaduct.

In the first part, the information related to the topic is given.

In the second part Hereke Kavşak Viaduct which has been chosen as the application is introduced.

In the third part, the information related to AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges division IA: Seismic Design Part is given.

In the fourth part, DBD has been carried out by use of CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA. XTRACT program has been utilized in order to get the moment curvature diagrams of columns. SAP2000 NONLINEAR VER 8.2.3 Structure Analysis Program is used in structural analysis, plastic rotations formed on columns are obtained; and performance level of bridge is tried to be determined by considering at the plastic rotations.

In the fifth part, the maintenance and retrofit of bridges are explained.

In the sixth part, the structural system of strengthened bridge was analyzed. The material strains in S1 and S2 seismic performance levels satisfied. The foundations are also strengthened to increase the flexural and shear capacity. The pile foundations that do not satisfy the requirements of the specifications in existing stage, satisfy after retrofitting, it is shown that the pile foundations satisfy the required strength.

Finally the numerical analysis results obtained by non-linear analysis methods from the previous chapter are given and discussed in detail.

# 1. GİRİŞ

## 1.1. Giriş ve Amaç

Deprem riski açısından dünyanın önde gelen ülkelerinden biri olan Türkiye’de karayolu ağı ve üzerindeki köprü ve viyadükler de deprem riskine karşı gerekli önlemlerin alınması zorunluluğu doğmuştur.

Olası bir doğal afet anında karayolu ve köprülerin hemen trafiğe açılması ve önemli güzergahlarda kesintisiz ulaşım imkanının sağlanması, yaraların sarılması, sağlık, yiyecek yardımlarının ulaştırılması, enkaz kaldırma çalışmalarının başlatılabilmesi, dışardan gelecek her türlü lojistik desteğin istenilen yere iletilebilmesi açısından altyapı sistemleri şüphesiz çok büyük önem ve öncelik taşımaktadır. Bu nedenle artık dünyada ve ülkemizde bir afet nedeni ile karayolu bloke olduğunda varyant imkanına sahip daha iyi karayolu ağı geliştirmek, afete karşı güvenli yol inşa etmek ve atmosferik iklimsel tüm koşullara açık ve sürekli dinamik yük altındaki büyük mühendislik yapıları olan mevcut yol, köprü ve viyadüklerin deprem güvenliğinin sağlanması zorunluluk arz etmektedir.

Otoyol köprü ve viyadükleri için dünyada yazılmış birçok şartname bulunmaktadır. AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002, CALTRANS Seismic Design Criteria 2001, EUROCODE-8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structure Part 2-Bridge 1998, Japan Road Association Specifications for Highway Bridges bunlara en önemli örneklerdir. Karayolları Genel Müdürlüğü Otoyol ve Karayollarında bulunan köprülerde şartname olarak AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002’nin kullanılmasını istemektedir. Son yıllarda yeni hesap tekniklerinin ortaya çıkmasıyla yeni şartnameler yazılmıştır. Dolayısı ile mevcut viyadük ve köprülerin deprem davranışının değerlendirilmesinde yeni şartnamelerin yazılması daha gerçekçi tasarımların bulunması için fırsatlar yaratmıştır.

1999 da meydana gelen 17 Ağustos Kocaeli ve 12 Kasım Düzce depremlerinde Anadolu Otoyolu ve çevresindeki yollarda bulunan köprü ve viyadüklerde çok ciddi hasarlar meydana gelmiştir. Son dönemde mevcut köprülerin hasarlarının onarılması ve güçlendirilmesi amacıyla birçok çalışma yapılmaktadır. Bu çalışmalarda kullanılan şartnamelerin AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002 ve CALTRANS Seismic Design Criteria 2001 olduğu görülmektedir. Bu iki şartnamenin hesap yöntemleri arasında bazı farklar bulunmaktadır.

Bu çalışmada Anadolu Otoyolu üzerinde 57+528-57+640 km leri arasında Hereke mevkiinde bulunan Kavşak Viyadüğü örnek alınarak Caltrans Seismic Design Criteria 2001 şartnamesinin hükümleri irdelenecek ve yorumlar yapılacaktır.

Çalışmanın ilk aşamasında köprü ile ilgili tüm bilgiler toplanmış (pafta, hesap ve zemin raporları vs) ve köprü yerinde gözle muayene yapılmış, resimler çekilmiş (bkz Şekil 3.2, 3.3), köprü elemanları incelenip hasar olup olmadığı belirlenmiştir.

Kavşak Viyadüğü, İstanbul – Ankara istikametinde gidiş ve geliş olmak üzere birbirine paralel iki adet köprüden oluşmaktadır. Bu çalışmada Ankara'ya gidiş istikametindeki Sağ viyadük incelenmiştir. Bu viyadük 2 kenar, 2 orta ayağı bulunan 3 açıklı bir köprüdür.

Çalışmada viyadük ile ilgili her konunun irdelenmesi kapsamı çok genişleteceği için hesaplamalar kolonlar, temeller, kazıklar ve mesnetlerle sınırlandırılmıştır. Kolon hesapları için sağ köprü 2 ve 3 aksları seçilmiştir.

TCK 17. Bölge Müdürlüğü tarafından Kavşak Viyadüğünün depreme karşı güçlendirme hesapları için hazırlanan davranış spektrum eğrileri, söz konusu köprünün depreme karşı tahkiki ve güçlendirme hesaplarında kullanılmıştır. Bu spektrum farklı 2 adet deprem seviyesi için tanımlanmıştır:

- (1) 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan ve geri dönüş periyodu 72 yıl olan S1 deprem seviyesi;
- (2) 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan ve geri dönüş periyodu 2475 yıl olan S2 deprem seviyesi;

Hesaplarda mevcut köprü için doğrusal elastik hesap yöntemleri ve doğrusal olmayan statik analiz (artımsal itme analizi) sonucunda elde edilen yapıya ait kapasite eğrisini esas alan ve yapı sisteminin deprem etkileri altında performanslarının belirlenmesine yönelik olarak kullanılan yöntemlerden faydalanmış ve daha sonra aynı köprünün doğrusal olmayan statik analizi ile güçlendirmesi yapılmıştır.

## 2. YAPININ TANITILMASI

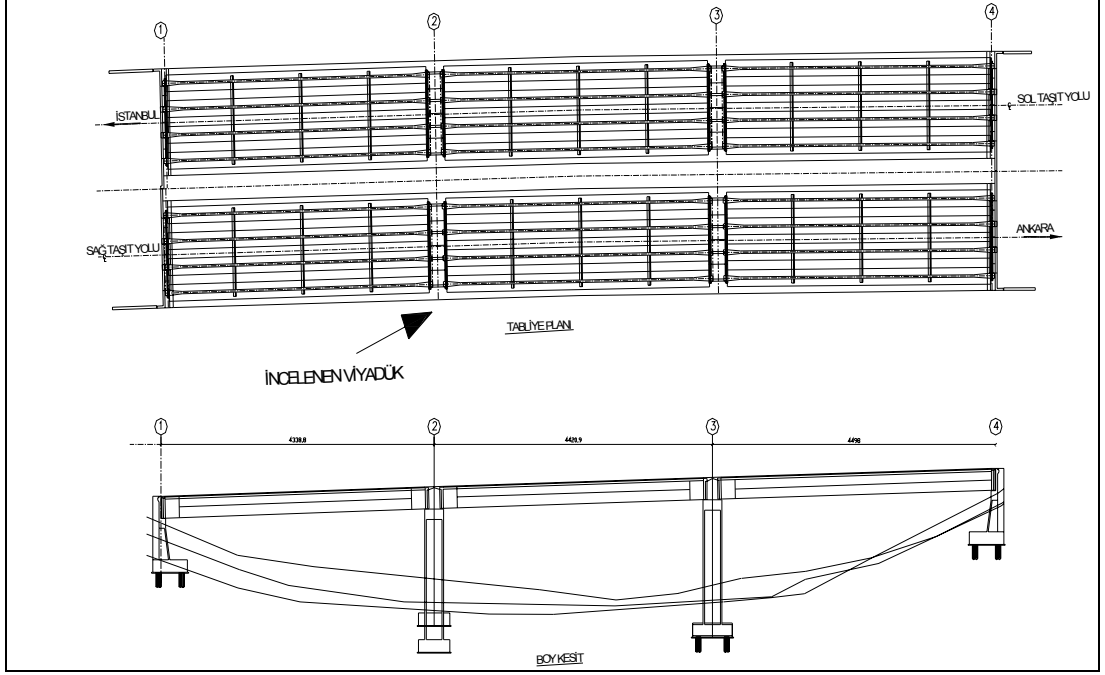
### 2.1 Viyadük Hakkında Genel Açıklamalar

Kavşak Viyadüğü Anadolu Otoyolu üzerinde Hereke mevkiinde Km: 57+528-57+640 arasında bulunmaktadır. Viyadük 3 açıklıklı, L=132,57 m uzunluğunda olup her biri 13.80m genişliğinde birbirine paralel 2 adet köprüden oluşmaktadır. Sağ ve Sol Viyadükler olarak isimlendirilen köprülerin her biri 3 şeritli olup bu çalışmada Ankara'ya gidiş istikametinde bulunan sağ viyadük ele alınmıştır (bkz. Şekil2.1)

Köprüye ait uygulama projeleri Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğünden temin edilmiş olup bu projelerden gerek köprü üstyapı zati yükleri gerekse yapılacak hesaplara ilişkin diğer hususlar açısından yararlanılmıştır.



**Şekil 2.1:** Hereke Kavşak Viyadüğü Uydu Görünümü



Şekil 2.2: Hereke Kavşak Viyadüğü Plan ve Boykesiti



Şekil 2.3: Hereke Kavşak Viyadüğü Genel Görünüşü



**Şekil 2.4:** Deforme Olmuş Elastomer Mesnet

## 2.2 Viyadüğün Özellikleri

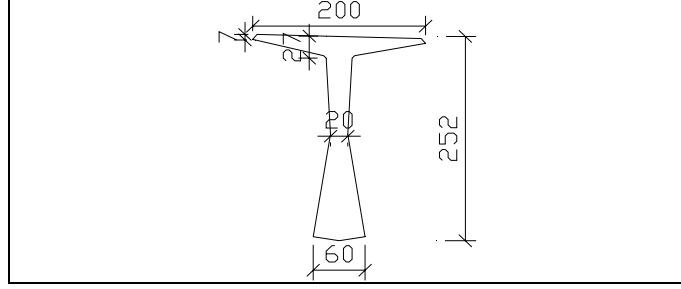
Viyadük özellikleri ilgili bazı bilgiler aşağıda verilmiştir.

Açıklık sayısı	: 3
Köprü genişliği	: 13.80m
Taşıt yolu genişliği	: 9.30m
Şerit sayısı	: 3 şerit
Sol yaya kaldırımı genişliği	: 0.50 m
Sağ yaya kaldırımı genişliği	: 0.50 m
Ayak eksenleri arası açıklıklar	: 43.39 ; 44.21 ; 44,98 m
Köprü toplam boyu	: 132.58m
Üst yapı tipi	: Öngerilmeli betonarme I kesitli kiriş

## 2.3. Viyadük Elemanları

### 2.3.1. Öngerilmeli Kiriş

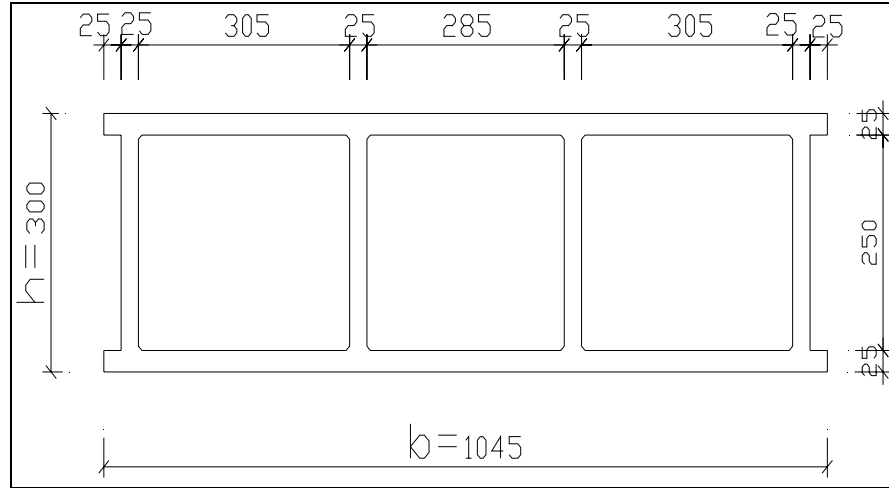
Viyadük üst yapısında Şekil 2.5 görüldüğü üzere öngerilmeli I kesitli kiriş elemanları kullanılmıştır.



Şekil 2.5: Öngerilmeli I Kiriş Kesiti

### 2.3.2. Kolonlar

Viyadük kolonları Şekil 2.6 da görüldüğü üzere 3 gözlü kutu kesitli elemanlardan oluşmuştur.



Şekil 2.6: Kutu Kesitli Kolon Ayak Kesiti

Tablo 2.1: Kolon Ölçüleri

Kolon Adı	b (cm)	h (cm)	Net kolon boyu (cm)
2	1045	300	1439
3	1045	300	1289

### 2.3.3. Temeller

Viyadük, kazıklı ve yüzeysel temellerden oluşmuştur. Temel tip ve boyutları Tablo 2.2 de verilmiştir.

**Tablo 2.2:** Temel Tipleri

Aks	Temel Tipi	Temel Ölçüleri (m)
Kenarayak A1	Yüzeysel	13.80 x 5.70 x 1.50
2	Yüzeysel	12.00 x 8.00 x 1.50
3	Kazıklı	13.80 x 6.60 x 1.50
Kenarayak A2	Kazıklı	13.80 x 5.50 x 1.50

### 2.3.4. Elastomer Mesnetler

Aşağıda verilen özellikler AASHTO tablo 14.6.5.2-1 den alınmıştır.

Mesnet kayma modülü : 1430 kN/m<sup>2</sup>

**Tablo 2.3:** Elastomer Mesnet Tipleri

Aks	Mesnet Ölçüleri
Kenarayak A1	400x500x60 mm
2	400x500x60 mm
3	400x500x60 mm
Kenarayak A2	400x500x60 mm

## 2.4.Hesap Yükləri

Viyadük elemanlarının ağırlıkları ölü (zati) yük olarak tanımlanmıştır. Karayolları Köprüler Teknik Şartnamesi hükümleri gereği birim hacim ağırlığı beton için 25 kN/m<sup>3</sup>, asfalt kaplama için 23 kN/m<sup>3</sup> ve çelik (yapı çeliği) için 78.5 kN/m<sup>3</sup> alınmıştır.

## 2.5. Malzeme Özellikleri

### 2.5.1. Beton

Viyadük kolon elemanlarında C25 beton sınıfı kullanılmıştır. (28 günlük silindir mukavemeti 25 MPa). Köprü mevcut kolon elemanlarında etriye sıklaştırması olmaması ve kancaların belirsiz olması nedeniyle hesaplarda kolonlar sargısız olarak kabul edilmiştir. (Bkz. Şekil 2.7)

$$f_c' = 25 \text{ N/mm}^2$$

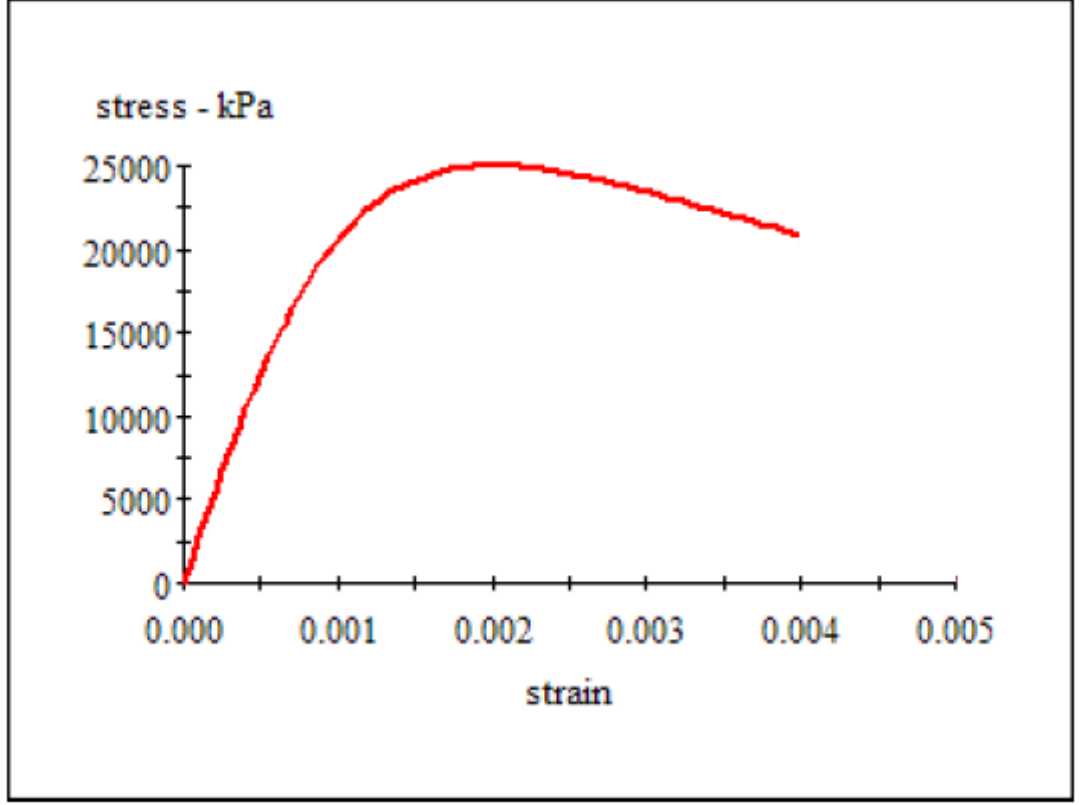
$$W = 25 \text{ kN/m}^3 = 25/9.81 = 2548 \text{ kg/m}^3$$

$$E_c = 0.0428w^{1.5}(f_c')^{0.5} \quad (\text{AASHTO Bölüm I, 8.7.1 formülü})$$

$$E_c = 0.0428 \times (2548)^{1.5} \times 25^{0.5} = 27525 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{co} = 0.002$$

$$\epsilon_{sp} = 0.005$$



Şekil 2.7: Beton Gerilme – Şekil Değişirme Modeli

### 2.5.2. Çelik

Viyadük mevcut betonarme elemanlarında yapı çeliği S420 dir .(Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği için bkz. Şekil 2.8)

$$E_s=200000000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_y=420 \text{ MPa}$$

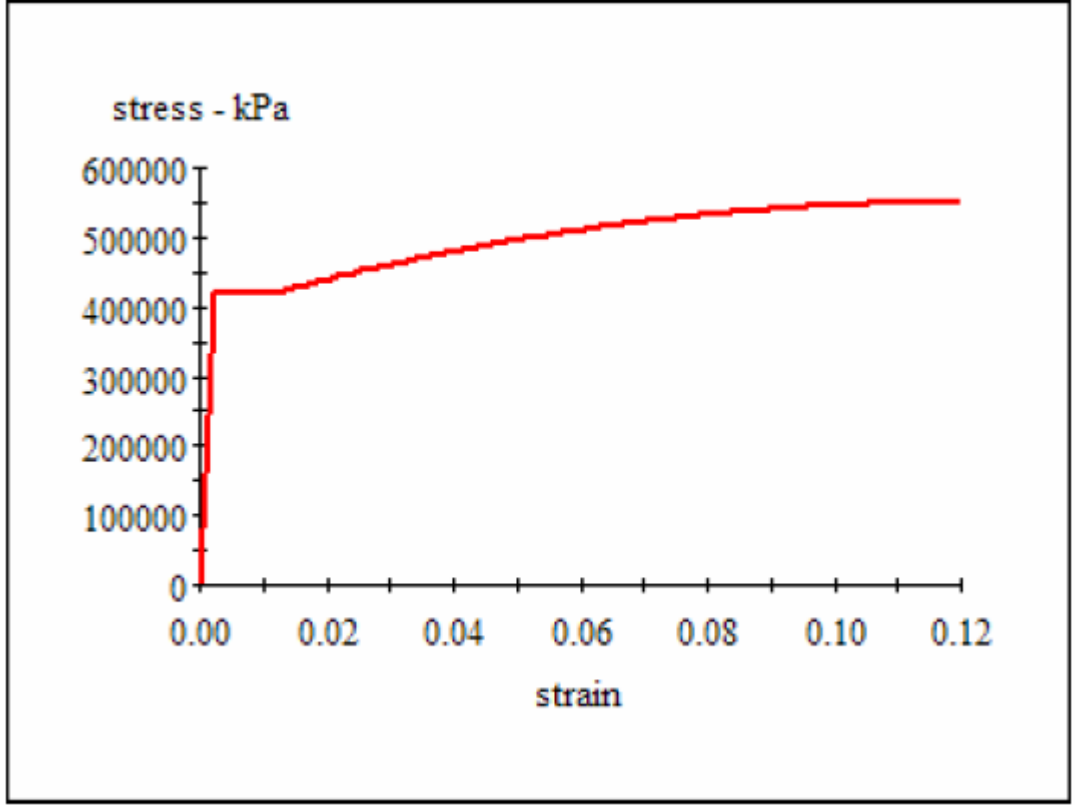
$$f_u=550 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_y=0.0021$$

$$\epsilon_{sh}=0.0115$$

$$\epsilon_{su}^R=0.09$$

$$\epsilon_{su}=0.12$$



Şekil 2.8: Çelik Gerilme – Birim Şekil Değişirme Modeli

## 2.6. Üstyapı Ağırlığı Hesabı

1 adet kiriş ağırlığı	24.09 kN/m
4 adet kiriş toplam ağırlığı	96.37 kN/m
Döşeme ağırlığı	$0.16\text{m} \times 12.80\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 51.20 \text{ kN/m}$
Bordür ağırlığı	$0.40\text{m} \times 0.10\text{m} \times 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2.00 \text{ kN/m}$
Kaplama ağırlığı	$0.05\text{m} \times 11.85\text{m} \times 23 \text{ kN/m}^3 = 13.63 \text{ kN/m}$
Prekast eleman ağırlığı	$2 \times 0.35\text{m} \times 0.08\text{m} \times 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.40\text{kN/m}$
Korkuluk ağırlığı	$2 \times 1.5\text{kN/m} = 3.00\text{kN/m}$
Toplam ağırlık:	167.6 kN/m (1 metre köprü uzunluğunun ağırlığı)
Alan	$5.87 \text{ m}^2$ (Köprü kesit alanı)

W  $167.6/5.87 = 28.55 \text{ kN/m}^3$  (köprü birim ağırlığı)

m  $28.55/9.81 = 2.91 \text{ kN/m}^3$  (köprü birim kütlesi)

### 3. AASHTO 2002 BÖLÜM IA'YA GÖRE KUVVETTE DAYALI ÇÖZÜMLEME

#### 3.1. AASHTO Yol Köprüleri için Standart Şartlar

Bu şartnamenin derlenilmesine Amerikan Eyalet Anayolları Birliği Köprü ve Yapılar komitesinin organizasyonu ile 1921 yılında başlanmıştır. 1921 yılından 1931 yılına kadar geçen periyot boyunca şartname yavaş yavaş geliştirilmiş ve bir çok bölümü zaman zaman onaylanmıştır. Şartnamenin tamamlanması 1926 yılında olmuş ve 1928 yılında gözden geçirilmiştir. Birinci basımı 1931 de ve takip eden yıllarda 1935, 1941, 1944, 1949, 1953, 1957, 1961, 1965, 1969, 1973, 1977, 1983, 1989, 1992, 1996 da güncellenmiş versiyonları yayınlanmıştır.

#### 3.2. AASHTO Bölüm IA ya göre Dinamik Analiz Yönteminin Belirlenmesi

Kritik ve önemli köprüler: 1. derecede önemli köprüler

Diğer köprüler: 2.derecede önemli köprüler

**Tablo 3.1:** Deprem Davranış Kategorisi (AASHTO Bölüm IA tablo 3.4)

Ana kaya ivme değeri (A)	Deprem davranış kategorisi	
	1. derece önemli köprüler	2. derece önemli köprüler
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

Yöntem 1: Eşdeğer statik yük

Yöntem 2: Tek modlu dinamik analiz

Yöntem 3: Çok modlu dinamik analiz

Yöntem 4: Zaman tanım alanında hesap

**Tablo 3.2:** Düzgün Köprü Tanımı (AASHTO Bölüm IA tablo 4.2B)

Parametre	Sınır değer				
	2	3	4	5	6
Açıklık sayısı	2	3	4	5	6
Maksimum merkez açısı (kurptaki köprülerde)	90°	90°	90°	90°	90°
Maksimum açıklık oranı (komşu açıklıklarda)	3	2	2	1.5	1.5
Maksimum orta ayak rijitlik oranı (komşu açıklıklarda)	-	4	4	3	2

Kavşak Viyadüğü Tablo 3.1 ve Tablo 3.2 incelendiğinde düzgün köprü tanımına girdiği anlaşılmaktadır.

**Tablo 3.3:** Hesap Yöntemi Seçimi (AASHTO bölüm IA tablo 4.2A)

Deprem davranış katagorisi	Minimum 2 ve maksimum 6 açıklıklı köprüler	2 ve daha fazla açıklıklı düzgün olmayan köprüler
A	Hesap gerekmemektedir	Hesap gerekmemektedir
B, C, D	Yöntem 1 veya Yöntem 2	Yöntem 3

Tablo 3.3 incelendiğinde Kavşak Viyadüğü 3 açıklıklı, düzgün köprü ve deprem davranış kategorisi D sınıfına girdiği için hesap yöntemi olarak Yöntem 1 Eşdeğer statik yük ve Yöntem 2 Tek modlu dinamik analiz seçilebilir.



Alan  $A=5.875 \text{ m}^2$

3-3 eksenini etrafındaki atalet momenti  $I_{33}=4.8067 \text{ m}^4$

2-2 eksenini etrafındaki atalet momenti  $I_{22}=72.5138 \text{ m}^4$

Viyadük kenar ayakları modele katılmamış ve kenar ayak elastomerleri alt uçlarından ankastre kabul edilmiştir. "kutu"kesitli orta ayak kolonlarının alt uçları ankastre olarak modellenmiştir. Kolon ile tabliyenin bağlantısını sağlayan elastomer mesnetler SAP2000 programında NLLINK elemanları olarak tanımlanmıştır. Elastomer mesnetler sadece kesme kuvveti aktaran elemanlar olduğu için kayma rijitlikleri her iki doğrultuda  $K=G.A/L$  formülü ile hesaplanmış ve Tablo 3.4'te verilmiştir. Ayrıca dönme rijitlikleri sıfır alınmıştır. Elastomer mesnetlerin tabliye ve kolon ile bağlantıları düşeyde-yatayda fiktif elemanlarla sağlanmıştır.

**Tablo 3.4:** Elastomer Mesnet Rijitliği Tablosu

Aks	Mesnet eni (m)	Mesnet boyu (m)	Efektif Kalınlık (m)	Kayma modülü (G, kN/m <sup>2</sup> )	K, rijitlik ( $K=GxA/L$ , kN/m)
A	0.40	0.50	0.045	1430	6355,6
P1	0.40	0.50	0.045	1430	6355,6
P2	0.40	0.50	0.045	1430	6355,6
P3	0.40	0.50	0.045	1430	6355,6

## **4. CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA 2001'E GÖRE YERDEĞİŞTİRMEYE DAYALI ÇÖZÜMLEME**

### **4.1 Caltrans Seismic Design Criteria 2001**

Caltrans Sismik Tasarım Kriterleri (SDC) normal köprüler (normal köprü tanımı bölüm 4.2 de anlatılacaktır) için tanımlanmış performans hedeflerini karşılamak için gerekli minimum sismik tasarım kurallarını belirlemek amacıyla hazırlanmış bir şartnamedir. SDC daha önce varolan şartnamelerin ve yeni sismik tasarım ölçütlerinin bir derlemesidir.

SDC, bölüm 4.2 de tanımlanan normal köprü tanımına uyan yapılar için geçerli olacaktır. Standart olmayan köprülerde SDC'de açıkça belirtilmemiş kriterler için OSD tasarım kılavuzuna bakılabilir.

SDC sismik dizayn için minimum koşulları belirtir. Kendine özgü durumlarda, şartlara göre mühendis tecrübe ve birikimlerini kullanmalıdır. Ayrıca gerektiğinde diğer kaynakları da kullanmalıdır.

### **4.2 Normal Köprü Tanımı**

Aşağıdaki özelliklere sahip köprüler SDC ya göre normal köprüler olarak tanımlanır.(SDC 1.1)

- Açıklıkları 90 m den az olan,
- Kolon, başlık kirişi ve üstyapı betonları normal beton,
- Temelleri yüzeysel, kazıklı veya kazık şaftı olarak düzenlenmiş,
- Zemin sıvılaşma ve yatay ötelenmeden çok fazla etkilenmeyen,

- Yatay elemanlar altyapıya rijit, mafsallı veya elastomer mesnetler vasıtası ile bağlanmalıdır

### **4.3 Mevcut Viyadüğün İncelenmesi**

#### **4.3.1 Matematik Model**

Viyadüğün tüm üstyapı elemanları (kolon, başlık kirişi, döşeme, tabliye) üç boyutlu çubuk elemanlar olarak tanımlanmıştır. Elemanlar 3 deplasman ve 3 dönme olmak üzere 6 serbestlik derecesine sahiptir. Viyadük kenar ayakları modele katılmamış ve kenar ayak elastomerleri alt uçlarından ankastre kabul edilmiştir. Kutu kesitli orta ayak kolonlarının alt uçları ankastre olarak modellenmiştir. Kolon ile tabliyenin bağlantısını sağlayan elastomer mesnetler SAP2000 programında NLLINK elemanları olarak tanımlanmıştır. Elastomer mesnetler sadece kesme kuvveti aktaran elemanlar olduğu için kayma rijitlikleri her iki doğrultuda  $K=G.A/L$  formülü ile hesaplanmıştır. Ayrıca dönme rijitlikleri sıfır alınmıştır. Elastomer mesnetlerin tabliye ve kolon ile bağlantıları düşeyde-yatayda fiktif elemanlarla sağlanmıştır. Kolon elemanlarında çatlamış kesit atalet momenti kullanılmıştır. Ayrıca kolonlarda plastik mafsall oluşmasını beklediğimiz kesitlere SAP2000 programında plastik mafsallar yerleştirilmiştir. Plastik mafsalları tanımlayabilmek için kolon enkesitleri Autocad programı ile çizilmiş ve XTRACT programı kullanılarak her kolon kesitinin moment-eğrilik diyagramları çizilmiş ve bilineer hale getirilmiştir. Elde edilen moment-eğrilik diyagramları moment-dönme eğrisine çevrilmiş ve SAP2000 programında Şekil 4.2 de görülen kesitlerdeki mafsallara tanımlanmıştır.

#### **4.3.2 Yapılan Hesaplar Hakkında Açıklamalar**

Viyadük üstyapı modeli bölüm 4.3.1 de anlatıldığı gibi kurulmuş ve hesap yöntemi olarak Elastik Olmayan (Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü) Statik İtme Analizi seçilmiştir.

##### **4.3.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Analizi**

Deprem sırasında viyadüklerin ve her bir elemanın maruz kalacağı zorlanmalar ve deformasyonların, yapı malzemelerinin doğrusal olmayan davranışını göz önüne

olarak hesabında kullanılan yöntemlerden birisi de artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Analizidir (Pushover).

Artımsal Eşdeğer Deprem Yük Analizi iki farklı deprem seviyesi için gerçekleştirilmiştir. S1 olarak tanımlanan deprem seviyesi 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan ve tekerrür süresi 72 yıl olan deprem hareketine karşılık gelmektedir. S2 olarak tanımlanan deprem seviyesi ise 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan ve tekerrür süresi 2475 yıl olan deprem hareketini göstermektedir.

S1 depreminde yapı elemanlarının elastik sınırlar içinde kalarak depremi en az hasarla atlması ve yolun açık kalması istenmektedir. S2 depreminde ise yapının depremden sonra onarılabilecek kadar hasar görmesine, bazı elemanların plastikleşmesine izin verilmesine rağmen yapının servis dışı kalmasının önlenmesi istenmektedir.

**Tablo 4.1:** Deprem Performans (Davranış) Kriterleri

Deprem Seviyesi	Performans Seviyeleri			
	Normal Köprü		Önemli Köprü	
	Servis	Hasar	Servis	Hasar
S1	Devamlı	Tamir Edilebilir	Devamlı	Minimum
S2	Sınırlı	Önemli	Devamlı	Tamir Edilebilir

S1 ve S2 depremlerine uygulanacak şartların yapı mühendisliği bilimine uygun tarifi aşağıda verildiği gibi malzemelerin birim deformasyon değerlerinin sınırlanması ile yapılmaktadır.

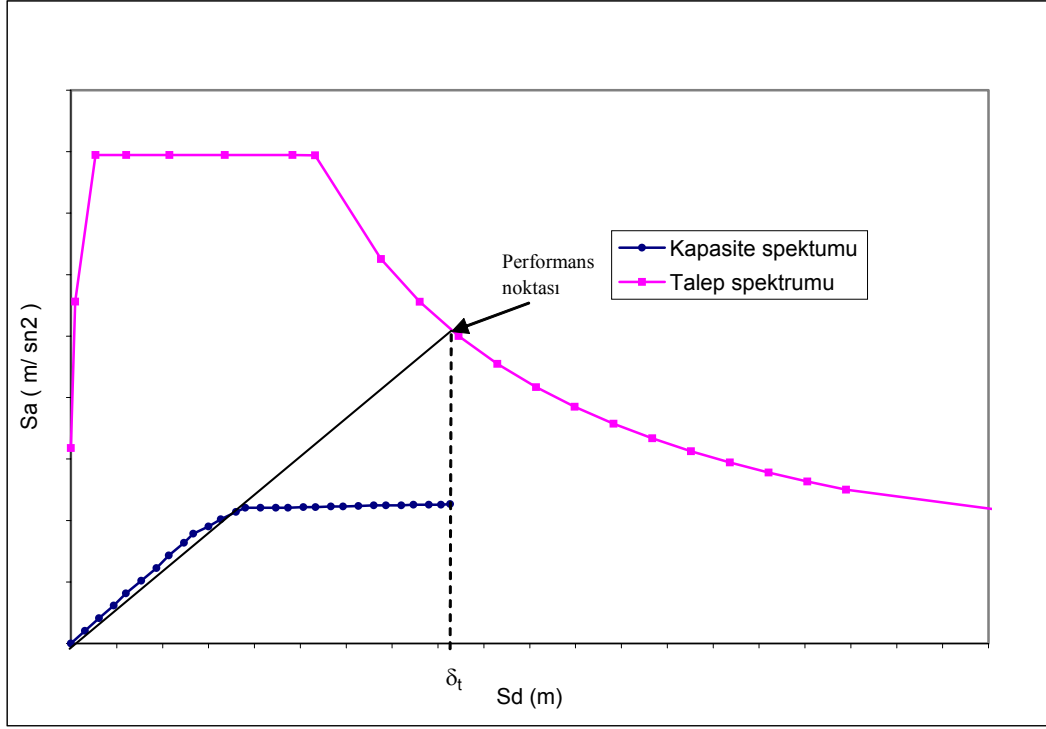
**Tablo 4.2:** Betonarme Kesitler için Birim Şekil Değişirme Sınırları

Deprem Seviyesi	Sargısız beton için birim şekil değiştirme sınırları		Sargılı beton için birim şekil değiştirme sınırları	
	Beton	Çelik	Beton	Çelik
S1	0.002 (Basınç)	0.008 (Çekme)	0.004 (Basınç)	0.015 (Çekme)
S2	0.004 (Basınç)	0.020 (Çekme)	0.018 (Basınç)	0.060 (Çekme)

S1 deprem seviyesinde ayakların elastik sınırlar içerisinde kalması gerekmektedir. S2 deprem seviyesi için ise ayaklar müsaade edilen plastik kapasitenin altında kalırsa herhangi bir güçlendirmeye gerek duyulmayacaktır. Kutu-kesitli ayaklarda sargısız beton için verilen birim şekil değiştirme değerleri kullanılmıştır.

İleri dinamik analizde amaç yapının yatay yükler altında deplasman yapılabilme kapasitesini belirlemektir. Bunun için analiz sonucunda kapasite eğrisi çizdirilmiştir. Kapasite eğrisinde yatay eksen üstyapı deplasmanını, düşey eksen ise o deplasmana karşılık gelen ayak kesme kuvvetlerini (taban kesme kuvveti) göstermektedir. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Analizi sonucunda elde edilen kapasite eğrisi, yapıya etkiyecek deprem spektrum eğrisi ile aynı grafik üzerine çizdirilerek, yapının performans noktasındaki deplasmanı “eşit deplasman” yöntemine göre bulunmuştur. Daha sonra bulunan bu deplasmana kadar yapı tekrar itirilmiş ve bu aşamada ayaklarda oluşacak malzeme deformasyonları müsaade edilen şekil değiştirmelerle karşılaştırılarak ayaklar için güçlendirmeye gerek olup olmadığı kontrol edilmiştir.

Aşağıdaki şekilde S1 veya S2 deprem seviyelerini tarif eden davranış spektrumu ile yapının kapasite eğrisinin aynı formatta ve aynı grafik üzerinde gösterimi bulunmaktadır. Eşit deplasman yönteminde kapasite eğrisinin doğrusal elastik kısmı spektrum eğrisini kesecek şekilde uzatılmakta ve kesişme noktasına karşılık gelen deplasman değeri performans noktası olarak alınmaktadır. Her iki deprem seviyesi için bu değerler Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde kullanılmış ve elde edilen sonuçlar ayak kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır.



**Şekil 4.1:** Örnek Kapasite - Talep Spektrumu Kesiştirilmesi

#### 4.3.2.2 Plastik Mafsalsız Boyu Hesabı

H : Ayak yüksekliği

B<sub>1</sub>: 3-3 eksenli doğrultusundaki ayak boyutu (Şekil 2.2)

B<sub>2</sub>: 2-2 eksenli doğrultusundaki ayak boyutu (Şekil 2.2)

b<sub>i</sub> : i'inci mafsalsız bölgedeki boyuna donatı miktarı

a<sub>i</sub> : Boyuna donatı çapı/sayısının veya etriye çapı/arasının değiştiği kesitler arasındaki mesafe

L<sub>b</sub> : Donatı kenetlenme boyu

L<sub>pi</sub> : i'nci mafsalsız için hesaplanan plastik mafsalsız boyu

h<sub>i</sub> : i'nci mafsalsızın kolon altından yüksekliği

$$L_p = 0,08L + 0,022x_{f_{ye}}d_{bi} \geq 0,044f_{ye} \times d_{bi} \quad (\text{CALTRANS Seismic Design Criteria (7.6.2a)})$$

L = Ayak yüksekliği

$$f_{ye} = 420 \text{ MPa}$$

$d_{bi}$  = Boyuna donatı çapı, mm

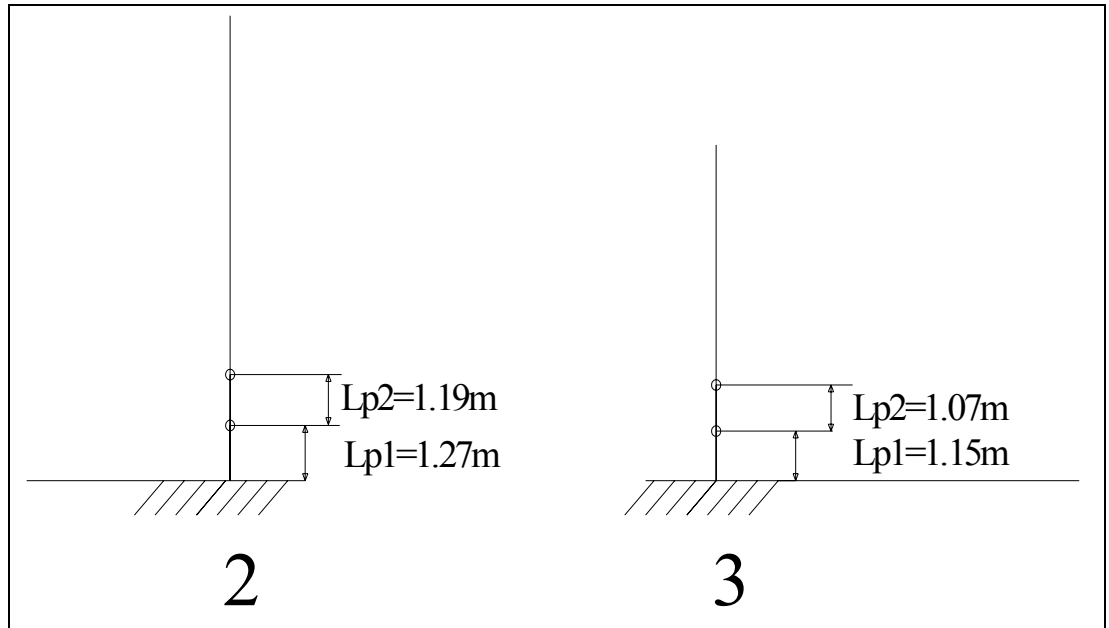
**Tablo 4.3:** Akslar ve Plastik Mafsal Boyları

Aks / Mafsal	L (mm)	$f_{ye}$ (Mpa)	$d_{bi}$ (mm)	$L_p$ (mm)
2 / 1	14290	420	14	1272,56
2 / 2	13240	420	14	1188,56

Aks / Mafsal	L (mm)	$f_{ye}$ (Mpa)	$d_{bi}$ (mm)	$L_p$ (mm)
3 / 1	12790	420	14	1152,56
3 / 2	11740	420	14	1068,56

#### 4.3.2.3 Ayak Plastik Mafsal Yerlerinin Belirlenmesi

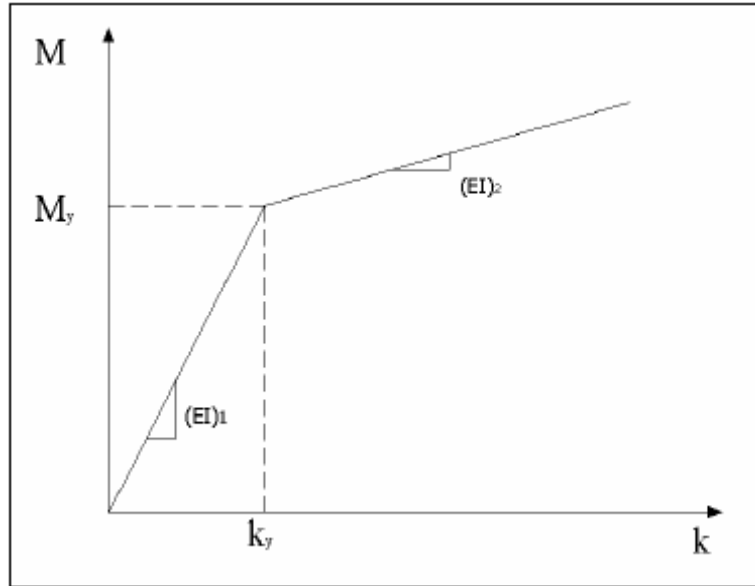
Pushover analizinde bir diğer aşama plastik mafsal yerlerinin ayaklar için belirlenmesidir. Her bir ayağa ait mevcut donatı paftası tek tek gözden geçirilerek, ayaktaki mevcut donatılar, donatı adetlerinin değiştiği yerler, etriye olarak kullanılan sargı donatılarının adetleri, çapları ve düşeydeki aralıkları dikkate alınarak kutu kesitli ayaklar için 2 adet mafsal tanımlaması yapılmıştır. Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2 a göre hesaplanmıştır.



**Şekil 4.2:** 2 ve 3 Aksları Kolonlarında Plastik Mafsal Yerleştirilen Kesitler ve Plastik Mafsal ( $L_p$ ) Boyları

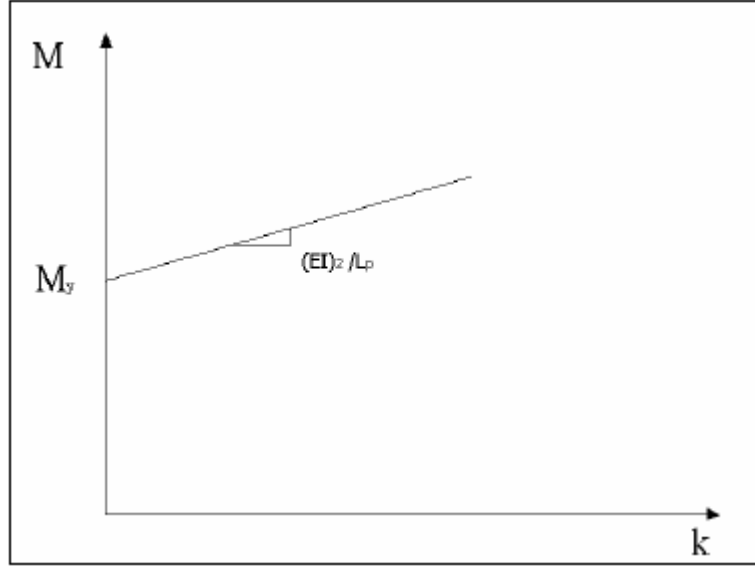
#### 4.3.2.4 Viyadük Ayağında Moment-Dönme Değişiminin Elde Edilmesi ve Plastik Mafsal Özelliklerinin SAP 2000 Programında Tanımlanması

Plastik mafsal tanımlanan ayaklardaki aksenal kuvvet etkisi göz önüne alınarak moment-eğrilik diyagramları çizilmiştir. Ayak kesit ve donatı özellikleri XTRACT programı kullanılarak elde edilmiştir. Sargısız beton modelleri ve çelik gerilme deformasyon ilişkileri de tarif edilmiştir. XTRACT çalıştırılarak her bir kesit için iki yöndeki moment-eğrilik (M- $\kappa$ ) grafikleri elde edilmiştir. Eğrilik değerleri plastik mafsal boyları ile çarpılarak dönme ( $\theta$ ) değerleri elde edilmiş ve moment-dönme (M- $\theta$ ) grafikleri çizdirilmiştir. (M- $\theta$ ) grafikleri daha sonra SAP2000 modelinde ilgili mafsala atanmıştır.



Şekil 4.3: İki Doğrultulu Moment Eğrilik Diyagramı

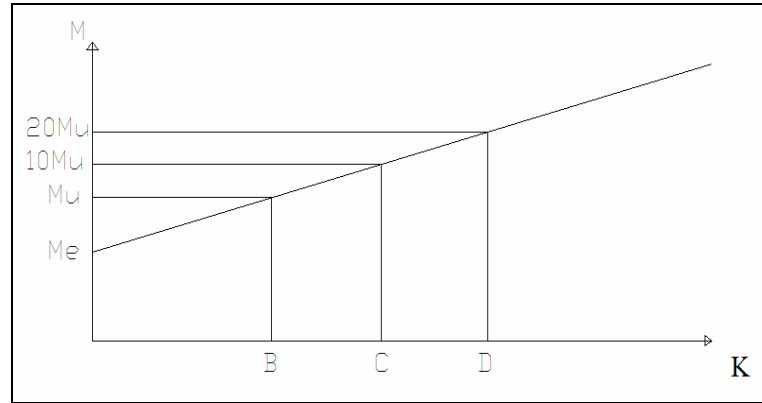
İki doğrultulu moment-eğrilik diyagramındaki ilk doğrultusunun eğimi  $(EI)_1 = M_y / K_y$  lineer olmayan analizin ilk aşamasında yapılacak olan doğrusal analizde “eşdeğer kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği)”olarak göz önüne alınmıştır.  $M_y$  ilgili kesitteki eşdeğer akma (plastik) momentini göstermektedir.



**Şekil 4.4:** Moment Eğrilik Diyagramı

İki doğrultulu moment-eğrilik diyagramındaki ikinci doğrultusunun eğimi  $EI_2$  ise plastik mafsalları  $L_p$ 'ye bölünerek, plastik mafsalları temsil eden “moment-plastik dönme” diyagramının eğimi olarak tanımlanmaktadır.

Aşağıdaki değerleri, SAP 2000 programında mafsalları tanımlanmasında kullanılmıştır.



**Şekil 4.5:** SAP 2000’de Plastik Mafsalları İçin Moment-Eğrilik Diyagramı

Performans noktasının belirlenmesi eşit deplasman yöntemi ile (talep ve kapasite spektrumlarının karşılaştırılması yöntemi) ile bulunduğu için SAP2000 modeline tanımlanan moment-eğrilik grafiği değerleri nihai moment değerinden daha yüksek ( 10 kat ve 20 kat) değerlere kadar uzatılmıştır.

$$B = (C_{ult} - C_{eff}) \times L_p \quad (4.1)$$

$$C = \frac{(10Mu - Me)}{\frac{(Mu - Me)}{B}} \quad (4.2)$$

$$D = \frac{(20Mu - Me)}{\frac{(Mu - Me)}{B}} \quad (4.3)$$

Burada:

$L_p$  plastik mafsalsal boyu (Caltrans 7.6.2'ye göre)

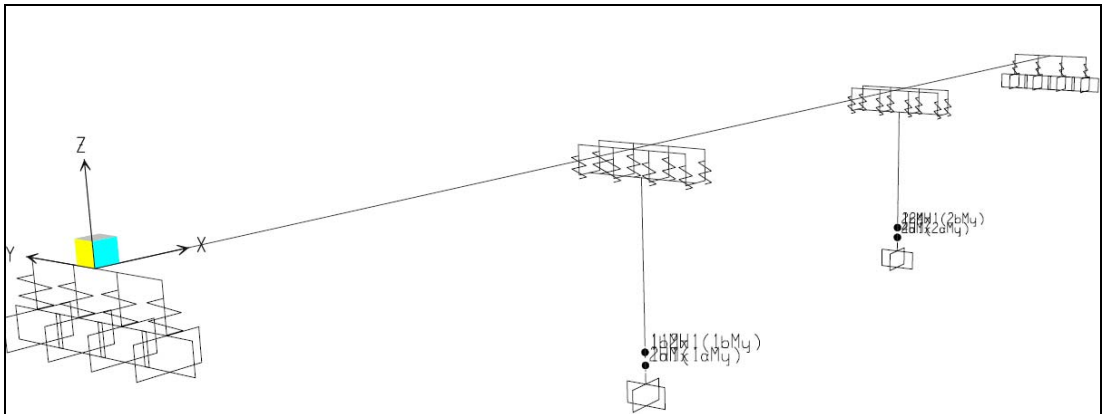
$M_u$ : kolonun taşıyabileceği en büyük moment

$M_e$ : efektif moment

$C_{ult}$ : nihai eğrilik

$C_{eff}$ : efektif eğrilik

$M_u$ ,  $M_e$ ,  $C_{ult}$ ,  $C_{eff}$  Değerleri XTRACT programı analiz sonucunda bulunmuştur. Denklem 4.1, 4.2 ve 4.3'ü kullanarak B, C, D Tablo 4.3'de verilen değerleri ile elde etmiştir. Bulduğumuz plastik mafsalsal temsil eden değerler SAP2000 modelindeki plastik mafsalsal boyunun ortasına atanmıştır. Modele atanan mafsalsal özellikleri Ek A da sunulmuştur. Sap modelinde plastik mafsalsal tanımlamaları yapıldıktan sonra Şekil 4.2 de de görüldüğü gibi bu mafsalsallar ilgili ayaklarda belirlenen noktalara atanmıştır.



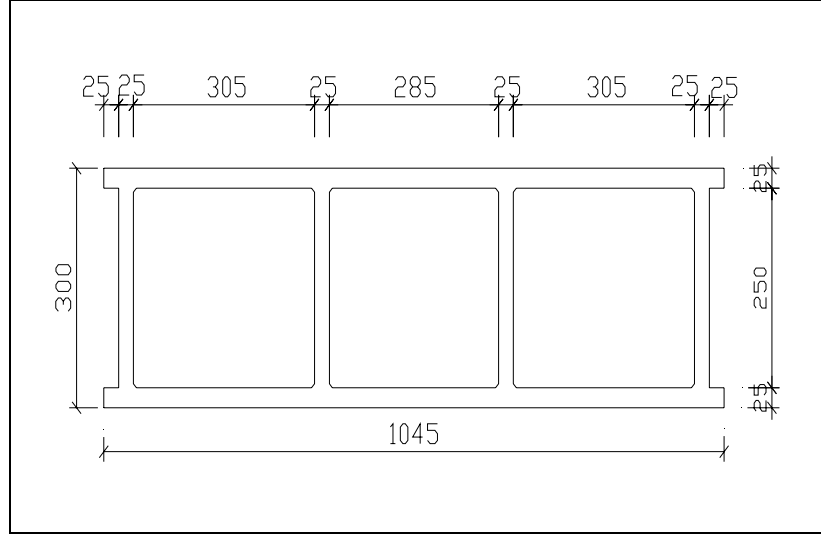
Şekil 4.6: Viyadük Modeline Plastik Mafsalsal Atanması

#### 4.3.2.5 Viyadük Ayağı Çatlamış Kesit Atalet Momentlerinin Belirlenmesi

Pushover analizi malzemelerin doğrusal ve elastik olmayan özelliklerinden faydalanmayı hedeflediğinden analiz sırasında ayaklar için çatlamış kesit atalet momentleri kullanılmıştır. Tipik bir moment-eğrilik grafiğine bakıldığında kesitlerin eğilme rijitliklerinin değiştiği görülmektedir. Beton çekme kapasitesinin yetersiz olmasından kaynaklanan çatlama ile kesit atalet momentleri değişim göstermektedir. Kesit çatlamış atalet momenti, brüt atalet momentinin yaklaşık %10-20'sine karşılık gelebilmektedir.

**Tablo 4.4:** Ayak Çatlamış Kesit Atalet Momentleri

	H(m)	$EI_{eff,X}$ ( $10^7 kNm^2$ )	$I_{eff,X}$ ( $m^4$ )	$I_{g,X}$ ( $m^4$ )	$(I_{eff}/I_g)_{,X}$
2 AKSI	14,29	3,83	1,39	11,31	0,12
		$EI_{eff,Y}$ ( $10^7 kNm^2$ )	$I_{eff,Y}$ ( $m^4$ )	$I_{g,Y}$ ( $m^4$ )	$(I_{eff}/I_g)_{,Y}$
	35,30	12,82	81,05	0,16	
	H(m)	$EI_{eff,X}$ ( $10^7 kNm^2$ )	$I_{eff,X}$ ( $m^4$ )	$I_{g,X}$ ( $m^4$ )	$(I_{eff}/I_g)_{,X}$
3 AKSI	12,79	3,88	1,41	11,31	0,12
		$EI_{eff,Y}$ ( $10^7 kNm^2$ )	$I_{eff,Y}$ ( $m^4$ )	$I_{g,Y}$ ( $m^4$ )	$(I_{eff}/I_g)_{,Y}$
	35,70	12,97	81,05	0,16	



**Şekil 4.7:** Viyadük Orta Ayak Kesiti

Kesit Alanı  $A=7,74 \text{ m}^2$

Zayıf Eksen Atalet Momenti (köprü boyuna doğrultusu)  $I_{33}=11,31 \text{ m}^4$

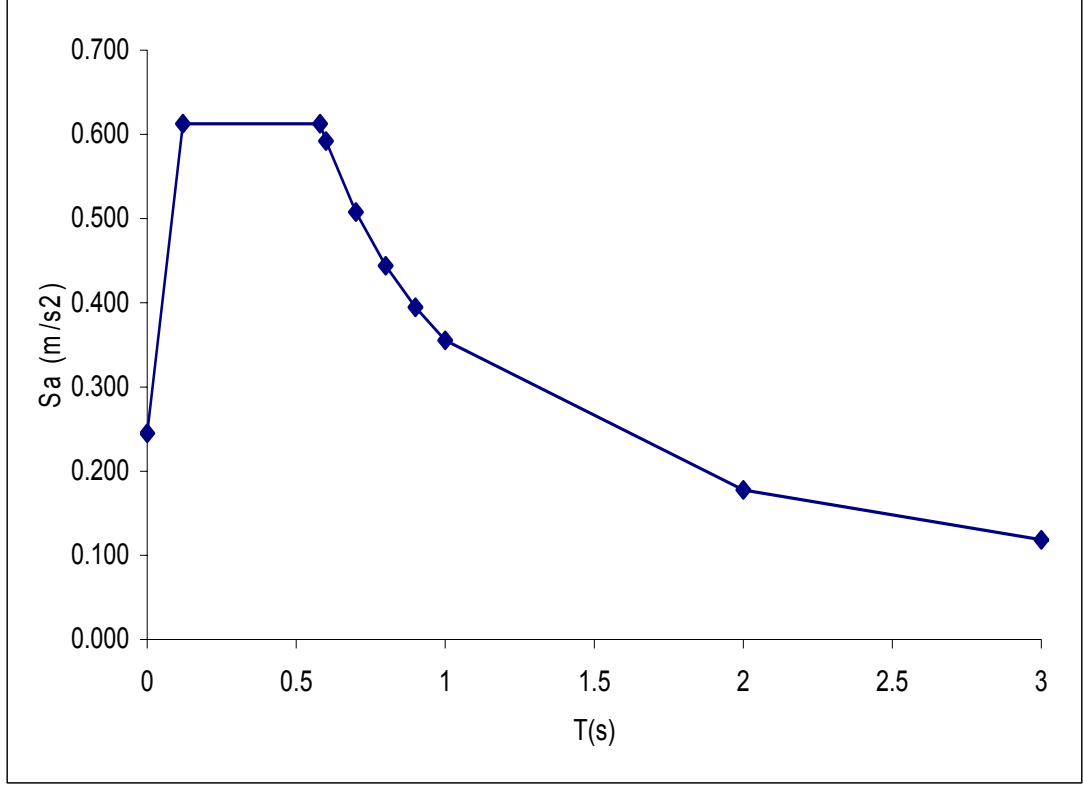
Güçlü Eksen Atalet Momenti (köprü enine doğrultusu)  $I_{22}=81,05 \text{ m}^4$

#### 4.3.2.6 S1 ve S2 Deprem Spektrumları

Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü tarafından Hereke Mevkii Km:57+528 – 57+660 yer alan Kavşak Viyadüğü için hazırlattırılan ivme spektrum eğrileri S1 ve S2 deprem seviyeleri için belirlenmiştir. S1 olarak tanımlanan deprem seviyesi 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan ve tekerrür süresi 72 yıl olan deprem hareketine karşılık gelmektedir. S2 olarak tanımlanan deprem seviyesi ise 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan ve tekerrür süresi 2475 yıl olan deprem hareketini göstermektedir.

**Tablo 4.5:** S1 Deprem Seviyesi için Davranış Spektrum Eğrisi Koordinatları

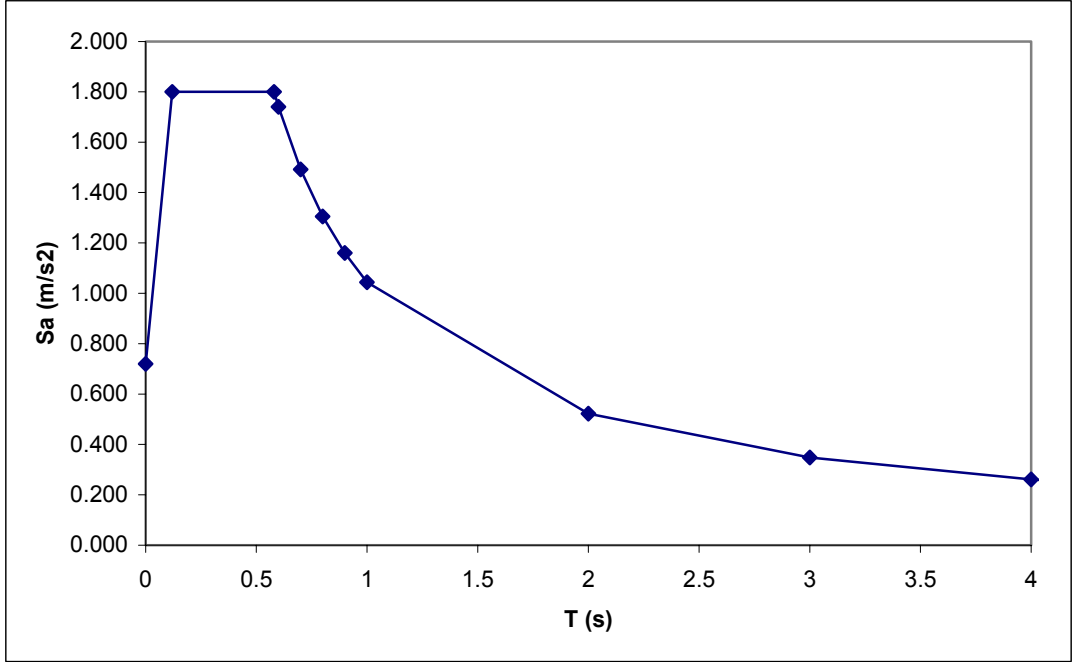
<b>T(s)</b>	<b>Sa</b>
0	0,245
0,12	0,613
0,58	0,613
0,6	0,592
0,7	0,508
0,8	0,444
0,9	0,395
1	0,355
2	0,178
3	0,118
4	0,089
5	0,071
6	0,059
7	0,051
8	0,044
9	0,039
10	0,036



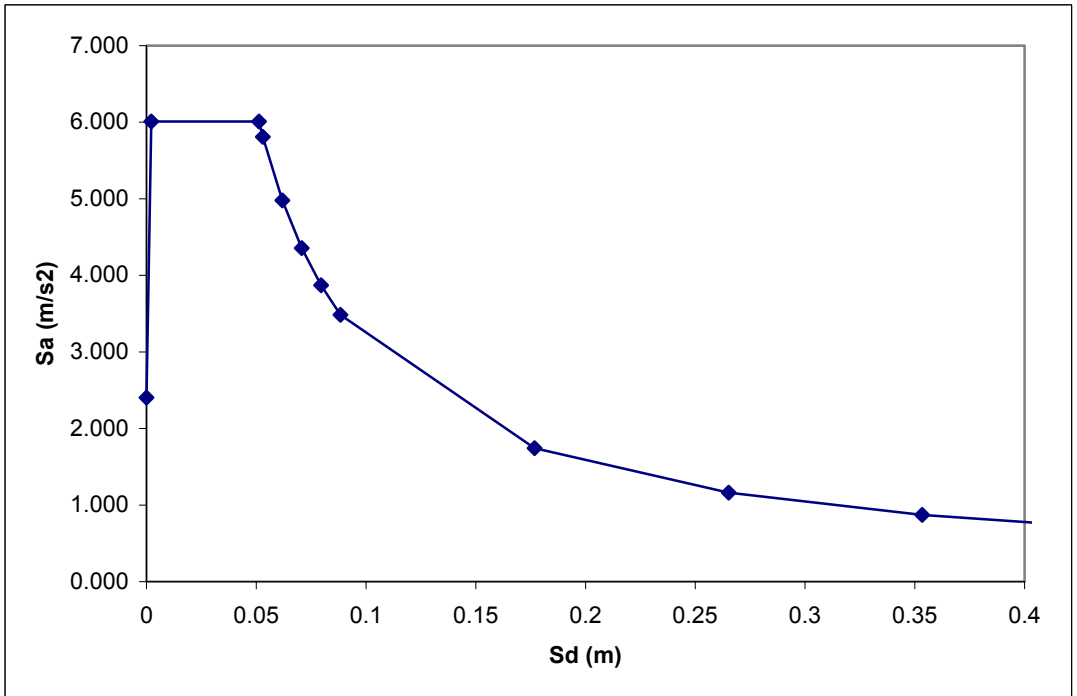
**Şekil 4.8:** S1 Deprem Seviyesi Davranış Spektrumu

**Tablo 4.6:** S2 Deprem Seviyesi için Davranış Spektrum Eğrisi Koordinatları

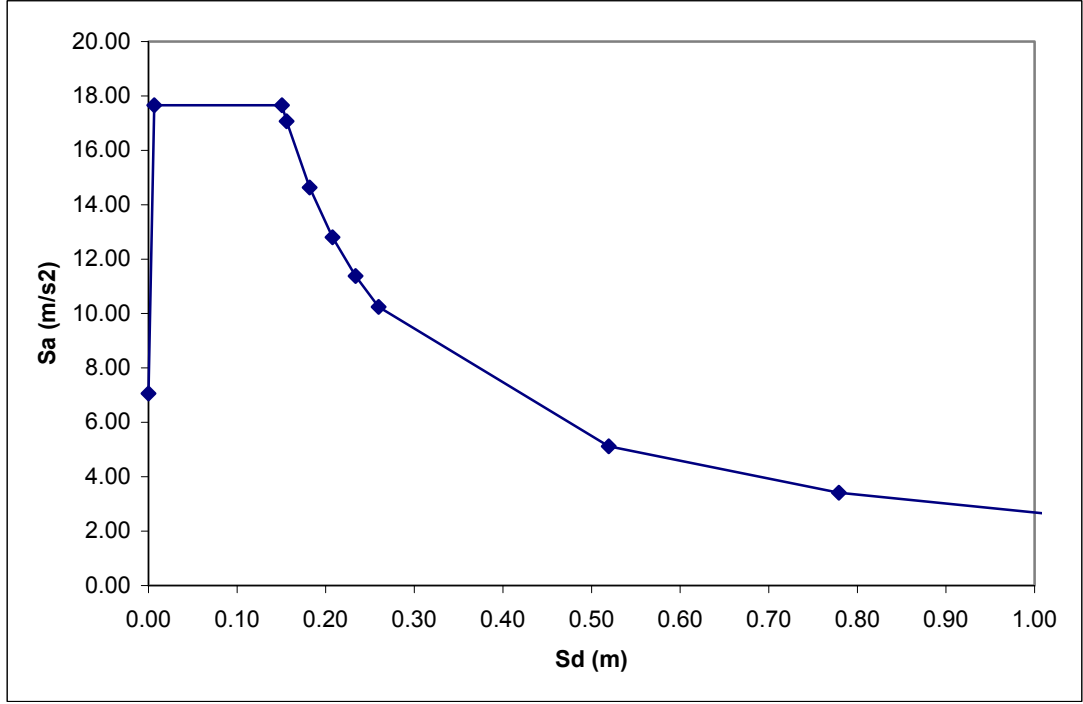
T(s)	Sa
0	0,720
0,12	1,800
0,58	1,800
0,6	1,740
0,7	1,491
0,8	1,305
0,9	1,160
1	1,044
2	0,522
3	0,348
4	0,261
5	0,209
6	0,174
7	0,149
8	0,131
9	0,116
10	0,104



Şekil 4.9: S2 Deprem Seviyesi Davranış Spektrumu



Şekil 4.10: S1 Deprem Seviyesi Spektral İvme-Spektral Deplasman Spektrumu



Şekil 4.11: S2 Deprem Seviyesi Spektral İvme-Spektral Deplasman Spektrumu

$$T_i = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (4-4)$$

Viyadüğün pushover analizi için SAP2000 programı kullanılmıştır. Birinci olarak programa tanımlanan viyadük modelinin kapasite diyagramları elde edilmiştir. Viyadük enine yöndeki kapasite diyagramını elde edebilmek için 1. mod (Bkz. Şekil 4.14, enine yönündeki en yüksek kütle katılımlı mod) şekli birim yükleme (statik) olarak yapıya etkililmiş ve adım adım artırılarak (SAP2000 programında Nonlinear-static analiz prosedürü) kapasite diyagramı (pushover curve) elde edilmiştir. Elde edilen kapasite diyagramları (4-4), (4-5), (4-6), (4-7) formülleri kullanılarak kapasite spektrumlarına çevrilmiştir. Kapasite spektrumunun doğrusal kısmı talep eğrisini kesecek şekilde uzatılmış ve kestiği nokta performans noktası olarak belirlenmiştir (eşit yerdeğiştirme kuralı). Şekil 4.12 de görüldüğü gibi bu noktanın x eksenindeki değeri hedef yerdeğiştirme değerini vermektedir.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W \cdot \alpha_i}, S_{di} = \frac{\Delta_{tepe}}{(PF_1 \cdot \Phi_{1,tepe})} \quad (4-5)$$

$$PF_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}^2}{g}} \right] \quad (4-6)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}}{g} \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (4-7)$$

R: Elastik dayanım talep oranı

T<sub>e</sub>: Yapının etkin periyodu

T<sub>s</sub>: Cevap spektrumunun karakteristik periyodu

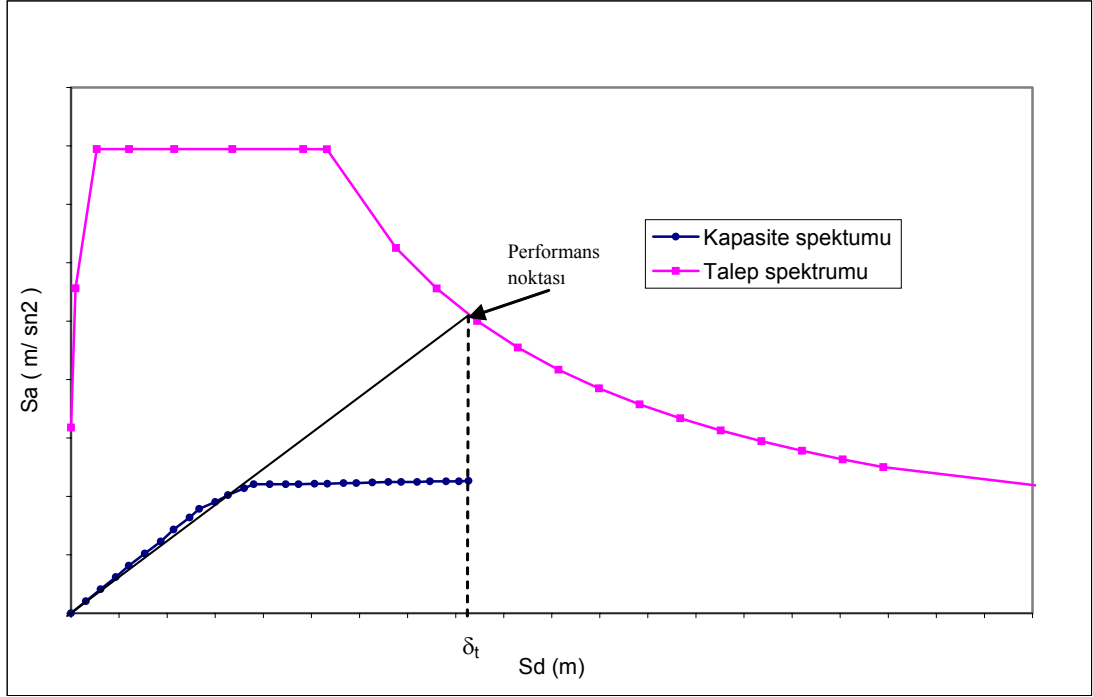
C<sub>1</sub>: Maksimum inelastik deplasmanla hesaplanan lineer elastik deplasmanlar arasında düzeltme faktörü

T<sub>e</sub> ≥ T<sub>s</sub> ise C<sub>1</sub> = 1

T<sub>e</sub> < T<sub>s</sub> ise

$$C_1 = \left[ 1 + (R - 1) \cdot \frac{T_s}{T_e} \right] / R \quad (4-8)$$

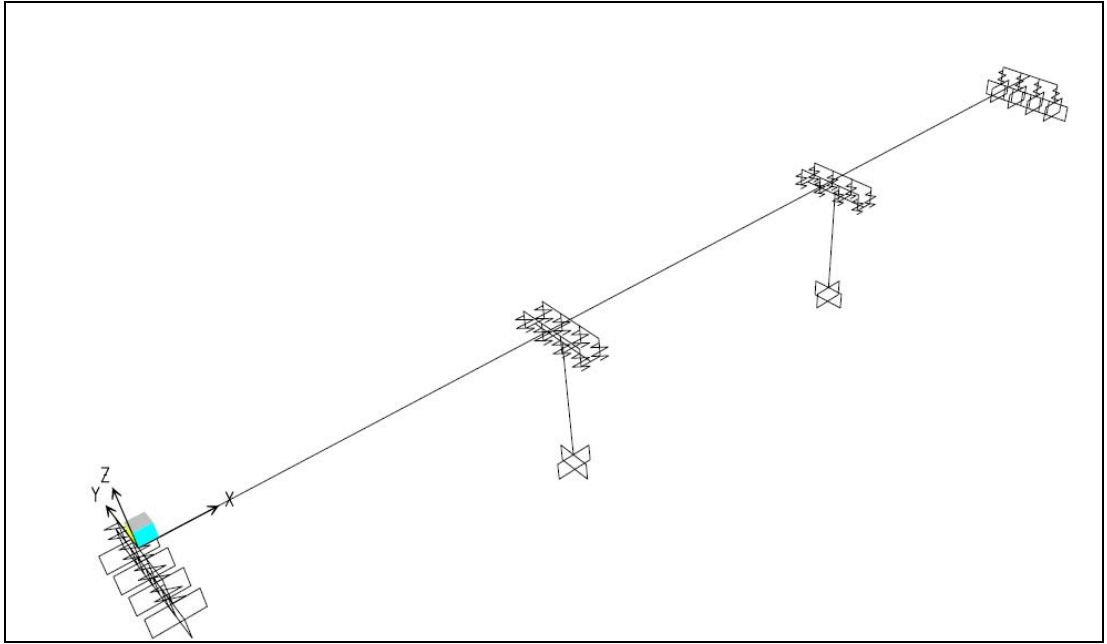
Eğer T<sub>e</sub> < T<sub>s</sub> durumu gerçekleşirse bulunan hedef deplasman (δ<sub>t</sub>) değeri C<sub>1</sub> değeri ile arttırılır.



**Şekil 4.12:** Örnek Kapasite-Talep Spektrumu Kesiştirilmesi

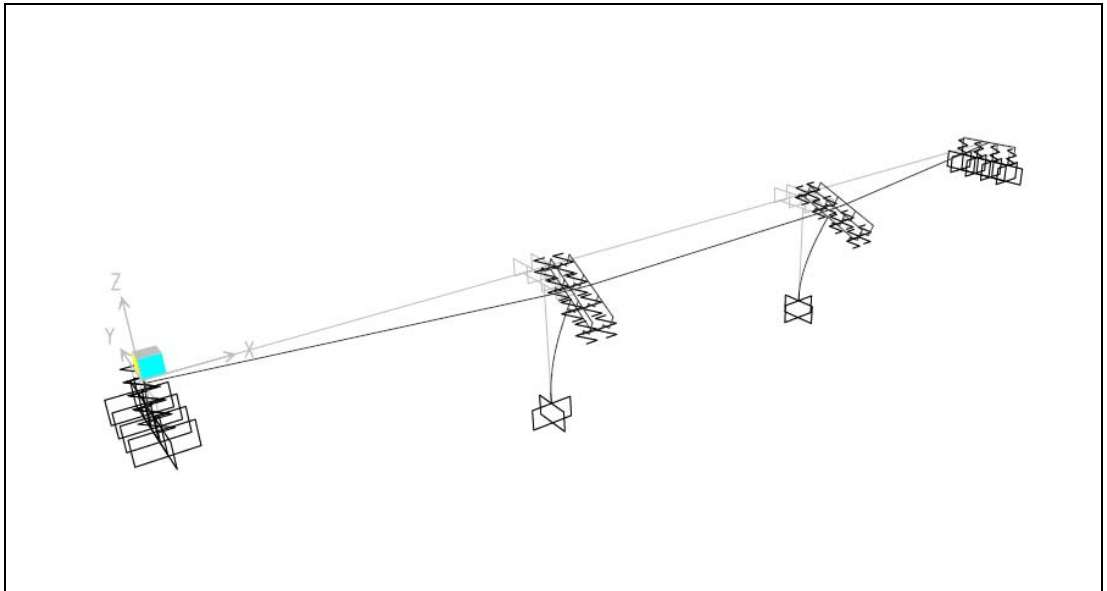
Hedef deplasmana ait dönme değerleri her eleman için plastik mafsal boyuna ( $L_p$ ) bölünmüş ve elemanın plastik eğriliği ( $\kappa_p$ ) bulunmuştur. Bu plastik eğrilik değerine elastik eğrilik değeri ( $\kappa_e$ ) eklenerek toplam eğrilik değeri bulunur. Bu toplam eğrilik karşı gelen betondaki ve donatıdaki birim şekil değiştirme değerleri XTRACT programı kullanılarak moment-eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem seviyesi için Tablo 4.2’de verilmiş limit birim şekil değiştirme değerleriyle karşılaştırılmıştır. Köprünün tamamen elastik çalışması durumunda mafsalarda plastikleşme olmayacaktır ve mafsalardaki birim şekil değiştirme değerlerinin belirlenmesi için başka bir yöntem izlenecektir. Bu durumda kolonlarda oluşan momentler mafsalların akma seviyelerini geçmemiştir. Kolon kesitlerinde oluşan momentler kaydedilir ve XTRACT programında M- $\kappa$  diyagramından bu momentlere karşılık gelen donatı ve beton birim şekil değiştirme değerleri okunur.

#### 4.3.2.7 Sap 2000 Programı Sonuçları

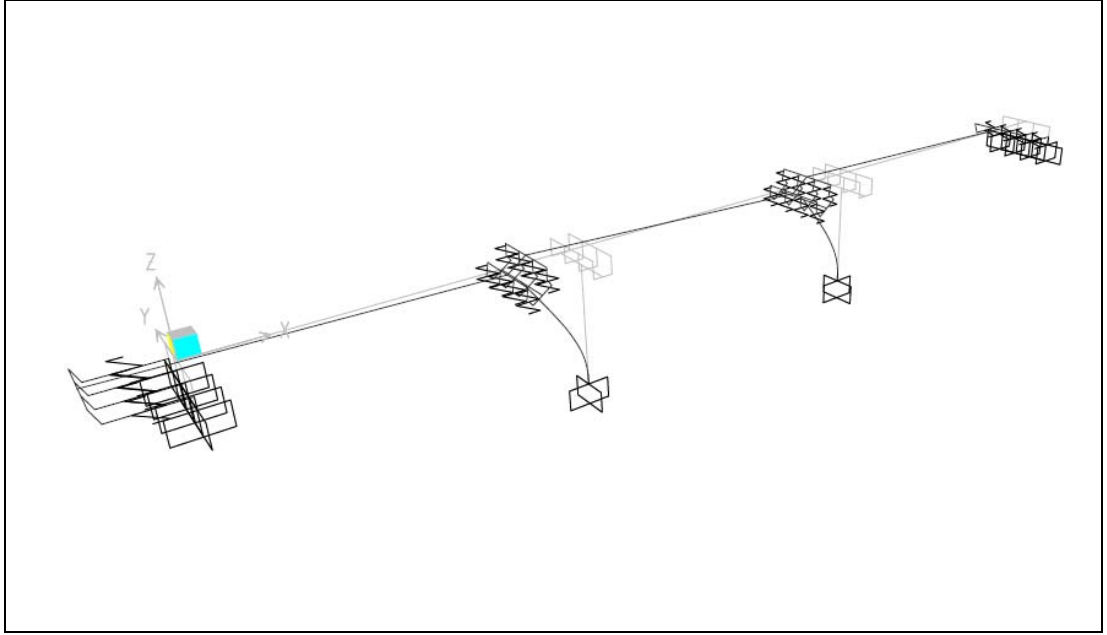


**Şekil 4.13:** Matematik Model

Şekil 4.13’de SAP2000’de oluşturulan model görülmektedir. Bu model kurulurken Bölüm 4.3.1 deki kurallara uyulmuştur. Şekil 4.14 ve 4.15’de ise 1. ve 2. modlar görülmektedir. 1. mod görüldüğü üzere köprü enine yönde 2. mod ise boyuna yönde çıkmıştır.



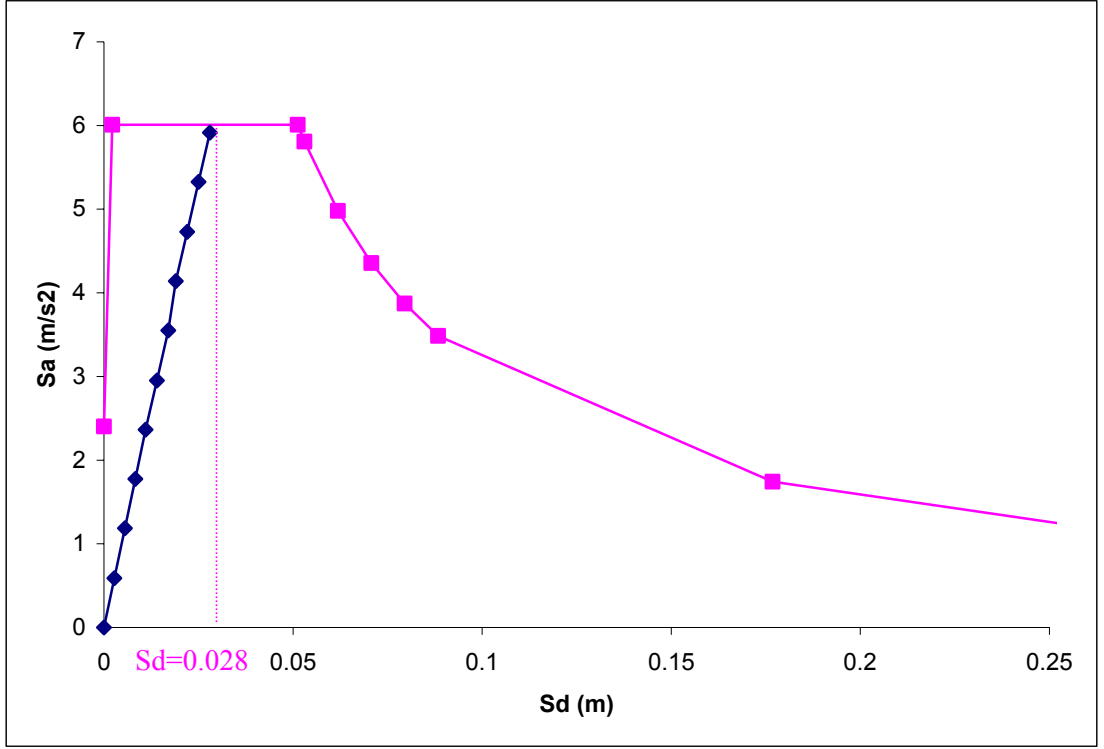
**Şekil 4.14:** 1. Mod ( $T_1= 0,430$  s Enine Doğrultuda)



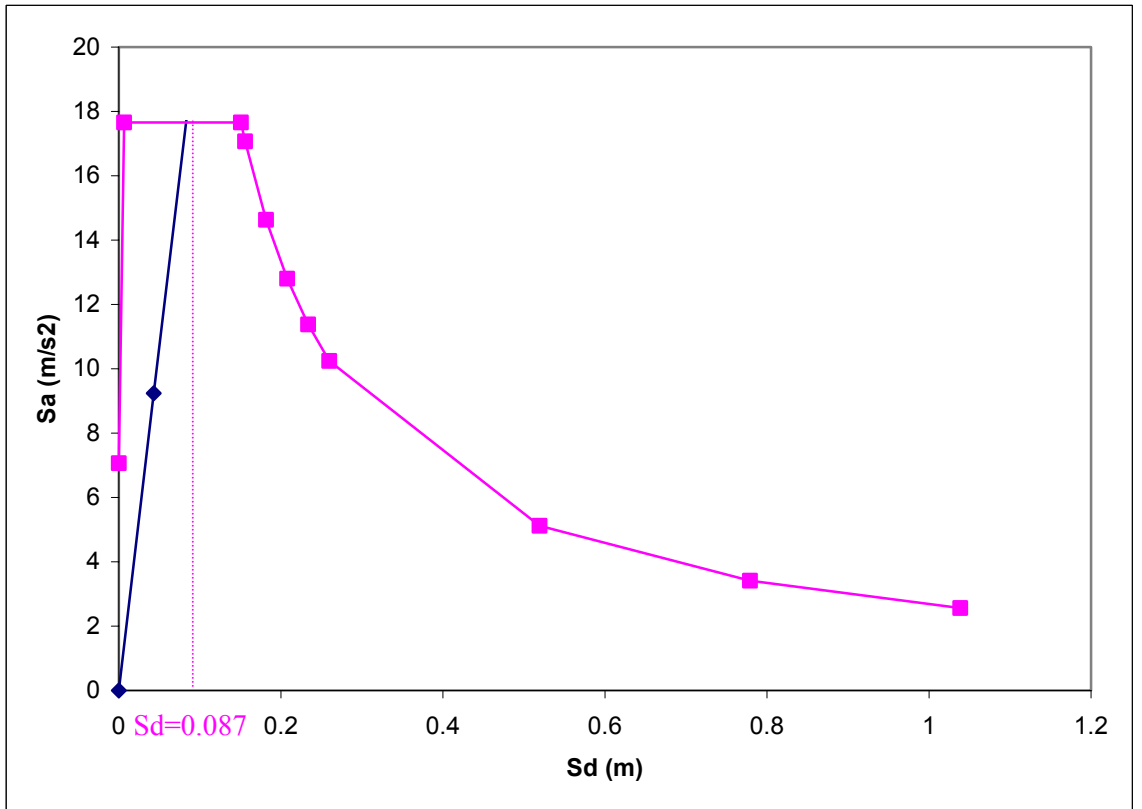
**Şekil 4.15:** 2. Mod ( $T_2= 0,338$  s Boyuna Doğrultuda)

#### 4.3.2.8 Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi

Viyadük öncelikle her iki yönde yüksek bir deplasman değerine kadar itilmiştir. Analiz sonucunda elde edilen boyuna ve enine yön kapasite eğrileri S1 ve S2 deprem spektrumları ile aynı grafik üzerinde çizdirilerek performans noktaları eşit deplasman yöntemine göre bulunmuştur. Performans noktasının bulunması her bir yön için farklı grafikler üzerinden yapılmıştır. Kapasite eğrisinin doğrusal olan ilk kısmı uzatılarak ivme-deplasman spektrum eğrisini kestirmesi sağlanmıştır. Bu kesim noktasına karşılık gelen performans noktasındaki spektral deplasmandır ( $d_{max}$ ). Spektral deplasman modal katılım faktörü ile çarpılarak ( $\Delta_{tepe} = d_{max} \times PF_1 \times \Phi_{1,tepe}$ ) performans noktasındaki deplasman elde edilir. Sonuç olarak viyadük boyuna ve enine doğrultusu için bulunan performans noktasındaki deplasmana kadar itilmiştir.



Şekil 4.16: S1 Deprem Senaryosu Viyadük Enine Doğrultuda Talep-Davranış Spektrumu



**Tablo 4.7 : Tepe Yer Değişiklikleri ve Spektral Yer Değişiklikleri**

Deprem Spektrumu ve Yönü	$d_{tepe}$ (Tepe yer değişikliği)	$Sd_{maks}$ (Spektral yer değişikliği)
S1 Köprü Enine	0.032	0.028
S2 Köprü Enine	0.100	0.087

**Tablo 4.8 S1 Deprem Seviyesi Enine Yön için Plastik Mafsallı Dönme Değerleri**

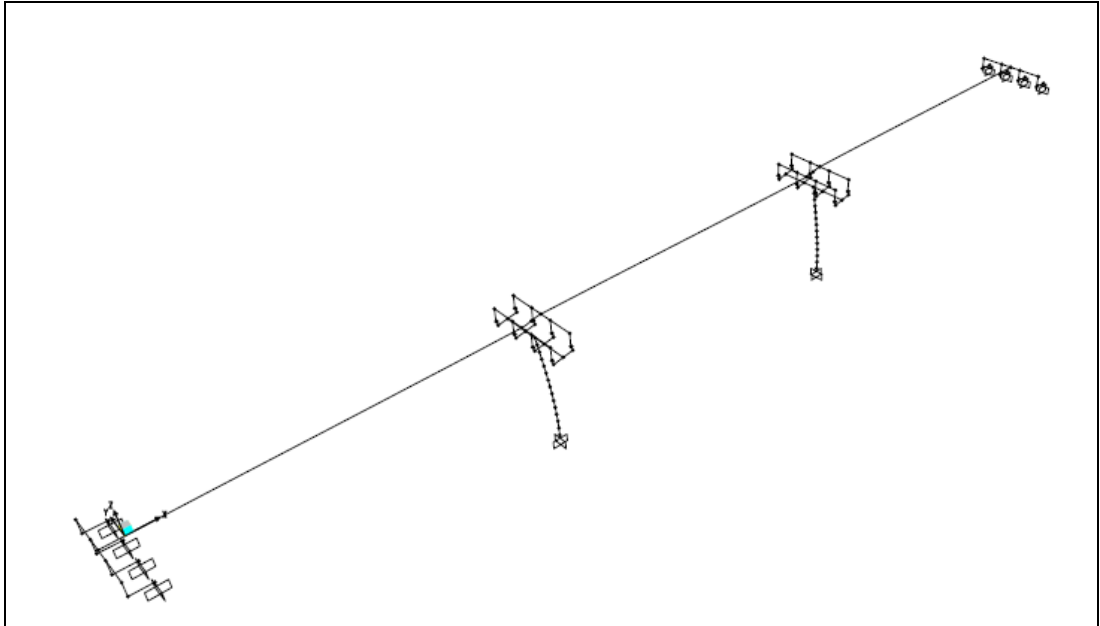
TABLE: Frame Hinge States									
Frame Text	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Assign Hinge Text	Gen Hinge Text	Rel Dist Unitless	Abs Dist m	R2 Plastic Radians	R3 Plastic Radians
2	Enine	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
124	Enine	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

**Tablo 4.9 S2 Deprem Seviyesi Enine Yön için Plastik Mafsallı Dönme Değerleri**

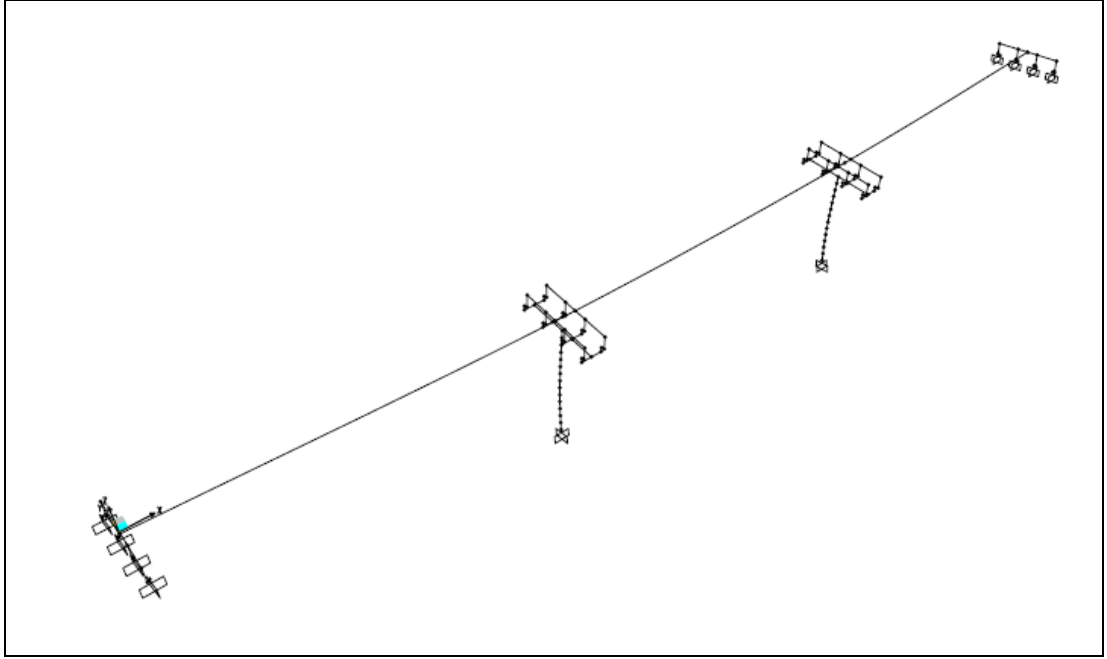
TABLE: Frame Hinge States									
Frame Text	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Assign Hinge Text	Gen Hinge Text	Rel Dist Unitless	Abs Dist m	R2 Plastic Radians	R3 Plastic Radians
2	Enine	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
124	Enine	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

S1 ve S2 deprem senaryolarında lineer olmayan itme analizi sonucu enine doğrultuda mevcut viyadük lineer elastik olarak çalışmıştır ve orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmamıştır. Bu nedenle birim uzama tahkiklerinin yapılmasına gerek duyulmamıştır.

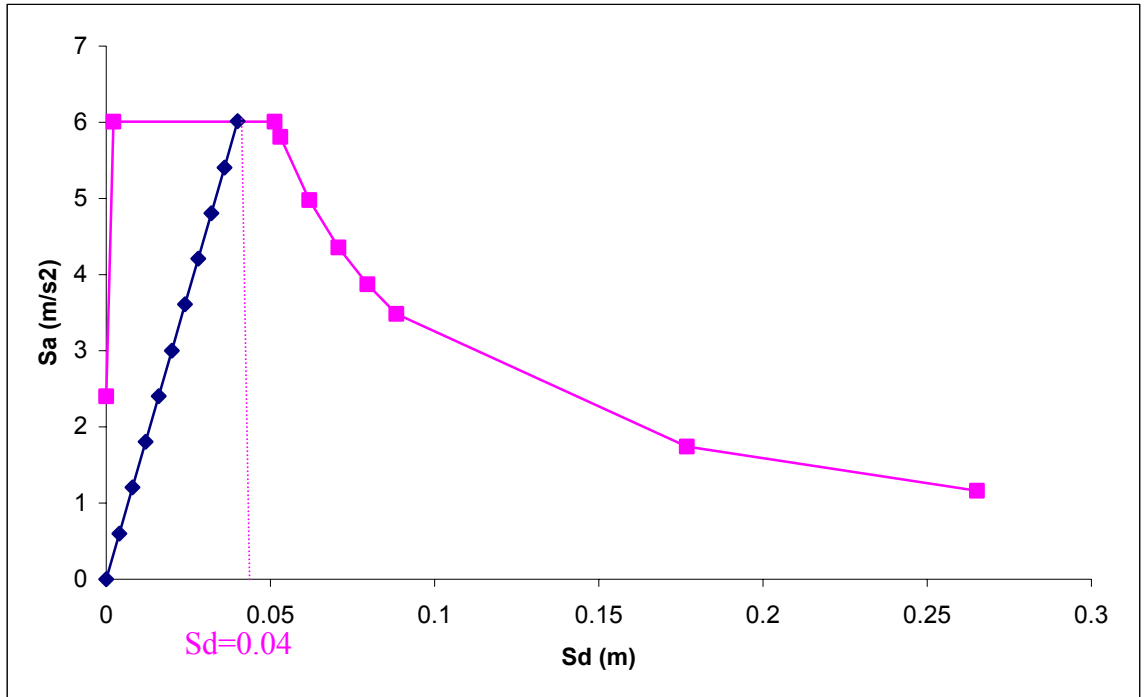
Viyadük ilk olarak S1 ve S2 deprem seviyeleri için enine doğrultuda lineer olmayan itme analizi ile tahkik edilmiştir. Hazırlanan bu ilk modelde kenarayak elastomerleri boyuna yönde tutulu olarak modellenmiş ve birinci mod (etkin mod) enine doğrultuda çıkmıştır. Daha sonra boyuna doğrultuda lineer olmayan itme analizinin S1 ve S2 deprem seviyeleri için uygulanması yapılmıştır. Hazırlanan ikinci modelde kenarayak elastomerleri boyuna yönde kendi rijitliklerinde tanımlanmış ve kenarayak arkasındaki dolguyu temsil eden yay elemanı SAP2000 modeline girilmiştir. Hazırlanan bu modelde Şekil 4.18'de de görüldüğü üzere etkin mod boyuna doğrultuda çıkmıştır. Boyuna doğrultuda hareket serbestisi sağlanması nedeniyle rijitlik azalmış ve periyot uzamıştır.



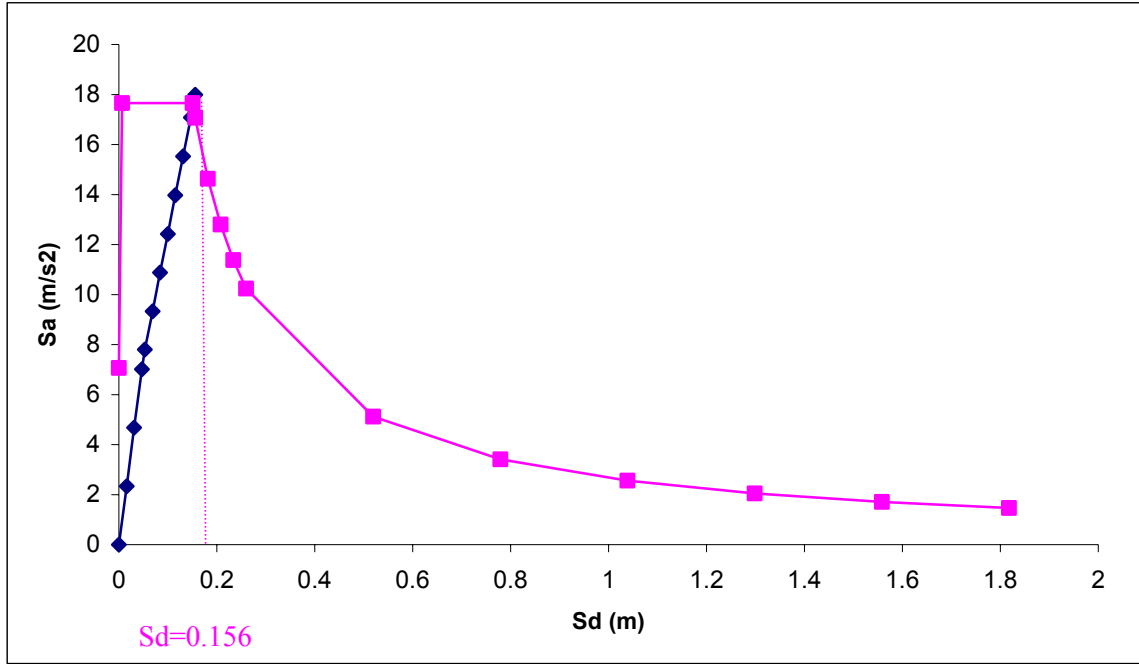
**Şekil 4.18:** 1. Mod ( $T_1= 0,541$  s Boyuna Doğrultuda)



Şekil 4.19: 2. Mod ( $T_2= 0,433$  s Enine Doğrultuda)



Şekil 4.20: S1 Deprem Senaryosu Viyadük Boyuna Doğrultuda Talep-Davranış Spektrumu



**Şekil 4.21:** S2 Deprem Senaryosu Viyadük Boyuna Doğrultuda Talep-Davranış Spektrumu

**Tablo 4.10 :** Tepe Yer Değiştirmeleri ve Spektral Yer Değiştirmeler

Deprem Spektrumu ve Yönü	$d_{tepe}$ (Tepe yer değiştirme)	$Sd_{maks}$ (Spektral yer değiştirme)
S1 Köprü Boyuna	0.042	0.040
S2 Köprü Boyuna	0.164	0.156

**Tablo 4.11 :** S1 Deprem Seviyesi Boyuna Yön için Plastik Mafsal Dönme Değerleri

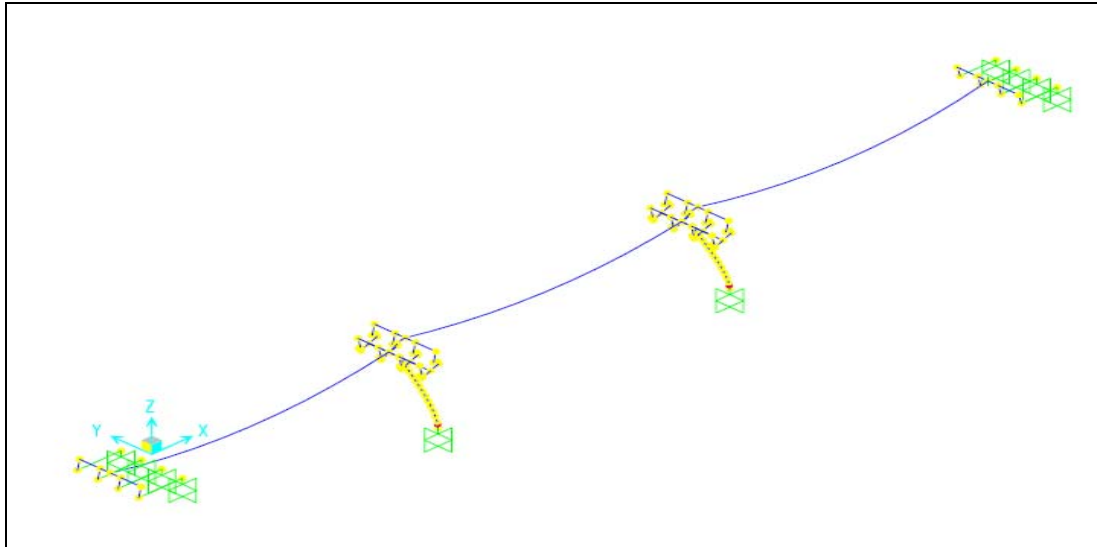
TABLE: Frame Hinge States									
Frame Text	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Assign Hinge Text	Gen Hinge Text	RelDist Unitless	AbsDist m	R2Plastic Radians	R3Plastic Radians
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

S1 deprem senaryosunda doğrusal olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi sonucu boyuna yönde mevcut viyadük lineer elastik olarak çalışmıştır ve orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmamıştır.

**Tablo 4.12:** S2 Deprem Seviyesi Boyuna Yön için Mafsal Dönme Değerleri

TABLE: Frame Hinge States									
Frame	Output Case	Case Type	Step Type	Assign Hinge	Gen Hinge	RelDist	Abs Dist	R2Plastic	R3Plastic
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	m	Radians	Radians
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	-0.008066
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	-0.009081
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

S2 deprem senaryosunda lineer olmayan itme analizi sonucu boyuna yönde orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmuştur.



**Şekil 4.22:** S2 Deprem Senaryosu Viyadük Boyuna Doğrultuda Orta Ayaklarda Plastik Mafsal Oluşumu

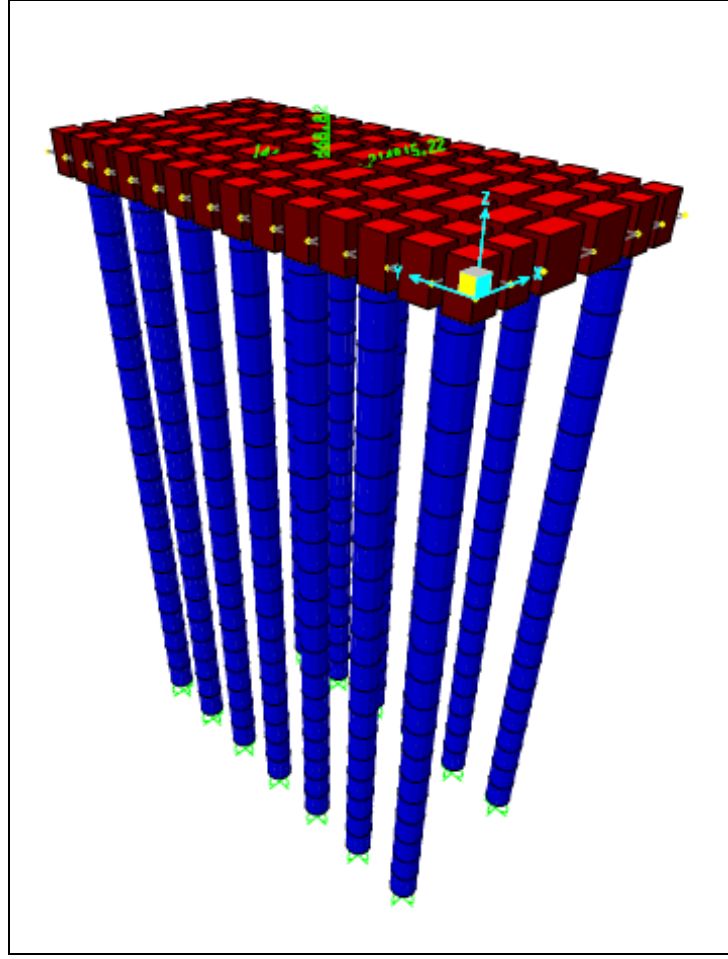
**Tablo 4.13 :** Viyadük Boyuna Yönünde S2 Depremi İçin Malzeme Birim Uzama Tahkikleri

Aks No	$k_e$	$\phi_p$	$L_p$	$k_p = \phi_p / L_p$	$k_t = k_e + k_p$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	< 0.004	< 0.02	-
3	0.0009363	0.009081	1.15	0.007897	0.008833	0.001337	0.02743	x
2	0.000935	0.008066	1.27	0.006351	0.007286	0.001145	0.02164	x

S2 deprem senaryosunda lineer olmayan itme analizi sonucu boyuna yönde orta ayaklarda Şekil 4.22’de plastik mafsallar oluşmuştur. Hedef deplasmana ait dönme değeri plastik mafsal boyuna ( $L_p$ ) bölünmüş ve elemanın plastik eğrilik değeri ( $\kappa_p$ ) bulunmuştur. Bu plastik eğrilik değerine elastik eğrilik değeri ( $\kappa_e$ ) eklenerek toplam eğrilik değeri bulunmuştur. Bu toplam eğriliğe karşı gelen betondaki ve donatıdaki birim şekil değiştirme değerleri XTRACT programı kullanılarak moment-eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem seviyesi için Tablo 4.2’de verilmiş limit birim şekil değiştirme değerleriyle karşılaştırılmış ve bu değerleri aştığı görülmüştür.

#### 4.3.2.9 Temellerin İncelenmesi

Enine yönde S2 deprem seviyesinde,  $\Delta_{tepe}$  değerine kadar yapılan pushover analizinin son aşamasında kolonlarda oluşan moment, kesme kuvveti ve kolon eksenel kuvvetleri SAP2000 programında oluşturduğumuz temel modeline etkilerek kazık kontrolü yapılmıştır.



**Şekil 4.23:** Kazıklı Temel Modeli

Temel hesabında ilk aşamada mevcut temelin SAP2000 programında Şekil 4.23 de görüldüğü gibi matematik modeli oluşturulmuştur. Mevcut temeğe S2 deprem senaryosuna göre lineer olmayan statik itme analizi sonucu oluşan iç kuvvetlerden en son adımdaki en büyük değerleri etkilerek analiz yapılmıştır. Temel ile zemin arasındaki etkileşim sonlu elemanlara atanan yaylarla modellenmiştir. Düşey yatak katsayısı  $k_v = 17\ 110\ \text{kN/m}^2$  dir. Yatay yatak katsayısı  $k_y$ , düşey yatak katsayısının  $2/3$  ü olarak alınmıştır.  $k_y = 11\ 407\ \text{kN/m}^2$  dir. Yapılan hesaplar sonucu viyadük mevcut durumunda enine yönde S2 depreminde kazıkların yetersiz olduğu görülmüştür. Yapılan hesaplara ait detaylar Ek C de sunulmuştur.

## 5. KÖPRÜLERİN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ

### 5.1 Onarım ve Güçlendirme Tanımı

Görünüş veya kullanım bakımından hasar görmüş bir yapıda veya onun bir veya birkaç elemanında önceki haline getirmek için yapılan çalışma ve değişiklik onarımdır. Bir önceki hale getiriliş onun görünüşü ve kullanımı (yük taşıma kapasitesi, rijitliği, sünekliği ve dayanımı dahil) bakımlarından olabilir.

Güçlendirme ise bir yapının yük taşıma kapasitesini, rijitliğini, sünekliğini ve stabilitesini veya bunlardan bazılarını önceki veya mevcut durumunun üzerine çıkarmak amacı ile yapılan değişikliktir.

Onarımda amaç, kullanım bakımından veya mukavemet gibi mekanik karakteristikler bakımından önceki durumu geri getirmektir

Güçlendirmenin amacı, mukavemet ve benzeri karakteristiklerini hasardan önceki veya mevcut durumunun üzerine çıkarmaktır.

Onarım hasar görmüş bir yapıda yapılmasına karşılık güçlendirme için yapının hasar görmüş olması gerekmez. Örneğin:

- Yapının fonksiyonunun değişmesi nedeniyle yüklerinin artması halinde,
- Yapının yetersiz kapasitede projelendirildiğinin veya inşa edildiğinin anlaşılması halinde,
- Zaman içinde oluşan depremler araştırmalardan elde edilen yeni bulgular sonucunda yeniden düzenlenen deprem yönetmeliklerinde yapının bulunduğu bölgenin deprem riskinin artması, deprem hesabına esas olan kuvvetlerin büyümesi de güçlendirme nedeni olabilir.

Onarım ve/veya güçlendirmenin planlaması

-Teknik

-Ekonomik

-Sosyal, kültürel ve politik yönleri olan bir iştir.

Teknik yönü, teknik bakımından yapılabilirliğini içerir.

Yapının yıkımının onarım ve güçlendirilmesinden daha ekonomik olduğu durumlar olabilir. Katları kaldırılarak yüklerin azaltılması diğer ekonomik çözümlerden birisi olabilir. Bunun yanında, deprem hasarlarına neden olacak kusurların giderilmesi, deprem güvenliğini arttıracak doğrultuda yeni elemanlar eklenmesi, mevcut elemanların deprem davranışlarının geliştirilmesi, kuvvet aktarımında sürekliliğin sağlanması türündeki işlemler güçlendirme kapsamında gerçekleştirilebilir [8].

## **5.2 Güçlendirme Nedenleri**

- Eski şartnamelerde geçen deprem yükleri modern şartnamelere göre çok küçüktür.
- Mevcut yapıların beton ve donatı malzemesi kalitesi yetersizdir.
- Dış etkiler nedeniyle yapıların bir kısmı hasara uğramış ve zayıflamıştır.
- Geçmişte deprem davranışı hakkındaki eksik bilgi nedeniyle yanlış detaylar uygulanmıştır.

## **5.3 Mevcut Yapıların Güçlendirilmesinin Avantajları**

- Doğru şekilde güçlendirilmiş bir yapı yeni yapılacak bir yapıya eşdeğer dayanıma sahip olabilir.
- Bir çok yapı için güçlendirme maliyeti yeniden yapım maliyetine göre düşüktür.

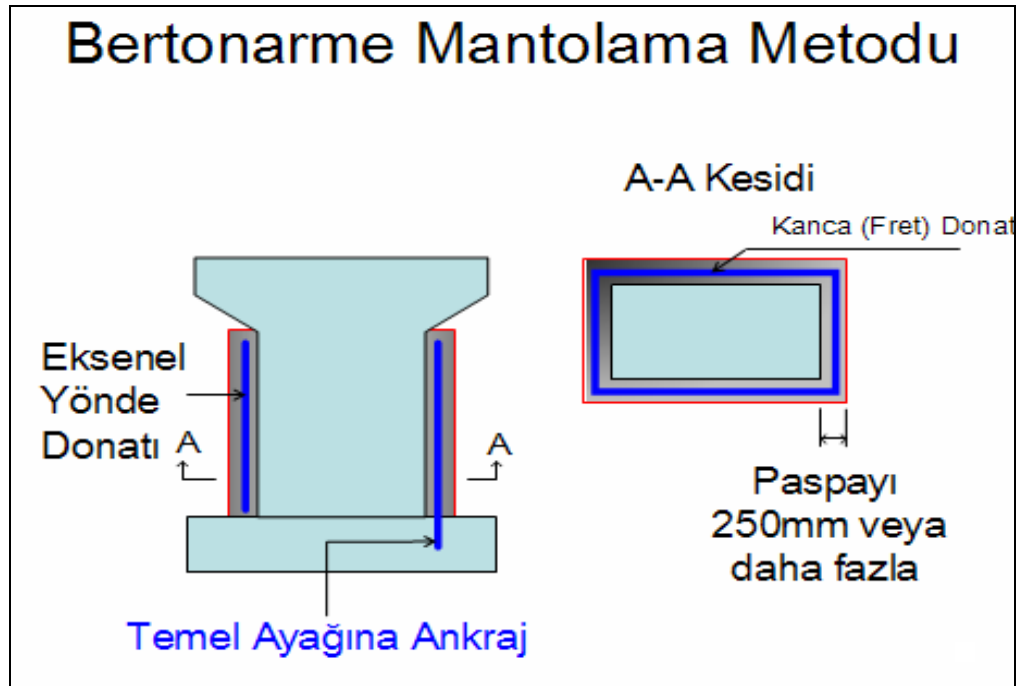
- Çoğu durumda büyük bir maliyet getirmeden mevcut yapının dayanımı önemli oranda artırılabilir.

## 5.4 Güçlendirme Yöntemleri

### 5.4.1 Ayakları Güçlendirme

- Betonarme mantolama

Betonarme mantolama örneği Şekil 5.1 de görülmektedir.



Şekil 5.1: Betonarme Mantolama Örneği

- Çelik plakalarla mantolama

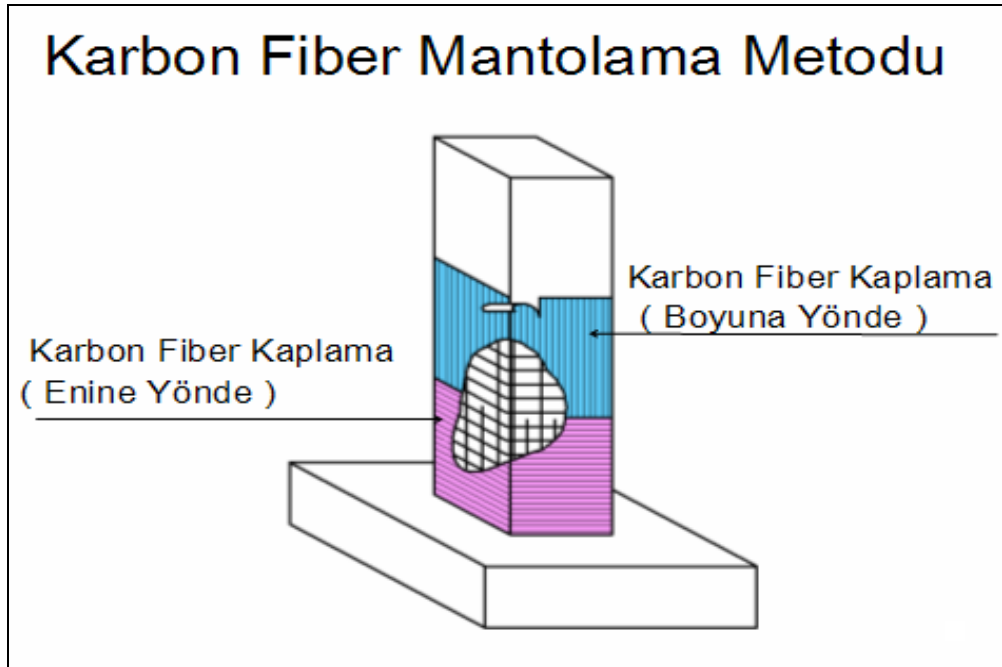
Çelik plakalarla mantolama örneği Şekil 5.2 de görülmektedir.



Şekil 5.2: Çelik Plakalarla Mantolama Örneği

- Kompozit fiber malzemelerle mantolama

Kompozit fiber malzemelerle mantolama örneği Şekil 5.3 de görülmektedir.



Şekil 5.3: Karbon Fiber Malzemelerle Mantolama Örneği

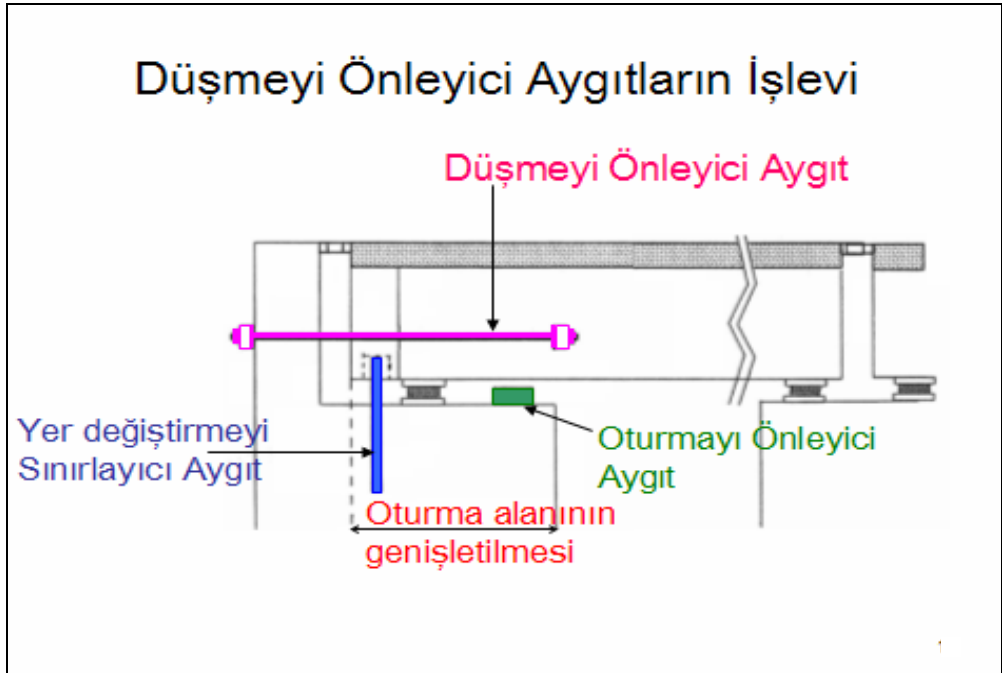
#### 5.4.2 Sismik Gücü Azaltma

- Sismik izolasyon

#### 5.4.3 Düşmeyi Önleyici Tedbirler

- Yeterli oturma alanının sağlanması
- Düşmeyi önleyici aygıt
- Yerdeğiştirmeyi sınırlayıcı aygıt
- Oturmayı önleyici aygıt

Düşmeyi önleyici tedbirler Şekil 5.4 de görülmektedir.



Şekil 5.4: Düşmeyi Önleyici Aygıtların İşlevi

#### 5.5 Güçlendirme Yöntemi Seçimi Kriterleri

- Uygulanabilirlik
- İstenen çözümü karşılaması

- Ekonomik olması

## **5.6 Mantolama Yöntemi ile Diğer Yöntemlerin Karşılaştırılması**

- Çelik plakalarla güçlendirme yöntemi betonarme manto ile güçlendirme yöntemine göre daha maliyetli bir imalattır.
- Sargı etkisini arttırmak özellikle perde biçimindeki kolonlarda yetersiz kalmaktadır. Sargı etkisini sağlamak için kullanılacak yöntem uygulama açısından ( özellikle kalın kesitlerde ) zor ve pahalı bir yöntemdir.
- Kompozit fiber malzemelerle mantolama yöntemiyle güçlendirmede, uygulanan kesitin rijitliğinde bir artış olmaz dolayısıyla yük dağılımı değişmez. Sargı etkisi ve sünekliğin artırılması yönünden yetersiz olabilir. Bu durum özellikle köprü güçlendirmelerinde önemli bir olumsuzluktur.
- Öngerme yöntemi de dairesel kolonlar için daha uygun bir yöntemdir. Köşeli ve bir boyutu ötekine göre çok büyük olan elemanlarda (özellikle kolonlarda) gerekli sargı etkisi sağlanması güçtür.
- Sismik izolasyon yöntemi pahalı bir yöntemdir ve uygulama sırasında köprünün trafiğe uzun süreli kapatılması ve uygulama şartlarının her köprüde mümkün olmaması gibi olumsuzluğa sahiptir.

## **5.7 Onarım ve Güçlendirmede Kullanılan Malzemeler**

Güçlendirme işlerinde kullanılacak malzemeler uygulama şartlarına göre çok fazla çeşitlilik gösterebilir. Malzeme seçiminde hem yapının istenen dayanıma ulaşması, hem de seçilen malzemenin sağlıklı şekilde uygulanabilmesi göz önünde bulundurulur. Kullanılan özel malzemelerin piyasada bulunabilirliğine ve maliyetine bağlı olarak çoğu zaman farklı malzemeler denenerek alternatif güçlendirme projeleri hazırlanması gerekebilir.

Özel Tamir Harcı: Özel tamir betonu özellikle yüzeysel beton yüzey onarımlarında ve erişilmesi zor noktalara normal beton dökülememesi halinde tercih edilmektedir. Başlıca özellikleri şunlardır:

- Erken priz alma ve mukavemet kazanma
- Mevcut betona iyi yapışma
- Rötne yapmama

Kendiliğinden Yerleşen Beton: Kendiliğinden yerleşen beton akıcı olması ve kendiliğinden sıkışması nedeniyle özellikle betona vibrasyon uygulanmasının mümkün olmadığı yerlerde kullanılır. Başlıca özellikleri şunlardır:

- Yüksek akışkanlık derecesi
- Donatıyı sararak korozyon direncini arttırması
- Vibrasyon gerektirmemesi

Epoksi Bazlı Enjeksiyon Malzemeleri: Epoksi bazlı enjeksiyon malzemeleri küçük çatlakların onarımı, betona yeni donatı ekilmesi (kimyasal ankraj), güçlendirmede kullanılan çeşitli malzemelerin yapıya sabitlenmesi gibi durumlarda kullanılır. Başlıca özellikleri şunlardır:

- Yüksek mukavemet
- Rötne yapmaması
- Hem beton hem de çelikte yüksek aderans sağlaması

Neopren Malzemeli Mesnetler: Elastomer mesnetlerde kullanılan neopren, düşük maliyetle uygulanabilir ve yapının titreşim periyotlarını uzatarak sismik izolasyon sağlar. Başlıca özellikleri şunlardır:

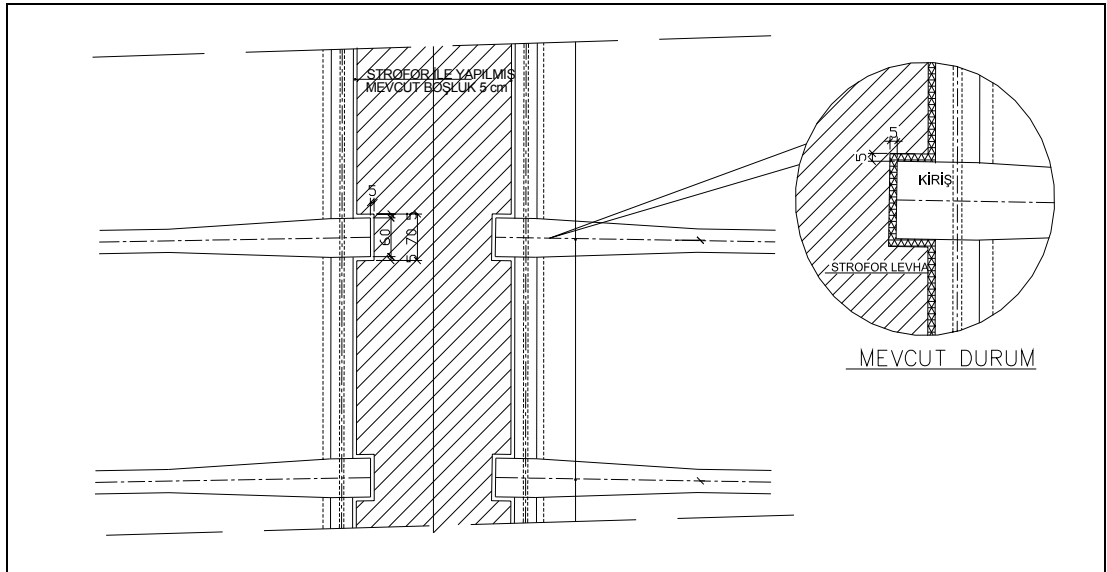
- Dış etkenlere dayanıklıdır
- Deformasyon yaptıktan sonra nötr konumuna geri dönmesi beklenir.
- Sismik izolasyonda kullanılabilir.





**Şekil 6.2:** Viyadük Deprem Takozu Görünümü

Mevcut durumda deprem takozları ile kirişler arasında Şekil 6.3 de de görüldüğü üzere 5 cm boşluklar bulunmaktadır. Yanal boşlukların kırılarak artırılması ile deprem yatay yüklerinin alt yapıya aktarılmasında bir azaltma yapılması amaçlanmıştır.



**Şekil 6.3:** Deprem Takozu Boşlukları

## 6.2 SAP2000' de Güçlendirilmiş Viyadüğün Modellenmesi

Viyadük modeli olarak bölüm 4.3.1 de verilen açıklamalar bu hesap yönteminde de geçerlidir. Bunlara ilave olarak; 2. aşama olan güçlendirme aşamasında köprü üzerindeki mevcut deprem takozları kırılarak köprü elastomer mesnetler üzerinde serbest çalışır hale getirilmiştir. Bu nedenle birinci aşamada köprünün tutulu olduğu modelde elastomer rijitlikleri çok büyük değerler alanarak SAP 2000 programına atanmıştı. İkinci aşamada ise elastomerlerin kendi rijitliği olan 6356 kN/m değeri her iki doğrultuda  $K=GxA/L$  formülü ile hesaplanarak programa atanmıştır.

## 6.3 Elastomer hesabı

$$\text{Mesnet yatay rijitlik katsayısı (k}_x \text{ ve k}_y) : \frac{GxA}{h_{rt}} \quad (6.1)$$

$$\text{Elastomer kayma modülü (G)} : 1430 \text{ kN/m}^2 \text{ (AASHTO Tablo 14.3.1)}$$

$$\text{Orta ayak Elastomer Mesnetleri için} :$$

$$\text{Elastomer mesnet alanı (A)} : 0.40 \times 0.50 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Toplam elastomer kalınlığı (h}_{ort}) : 0.045 \text{ m}$$

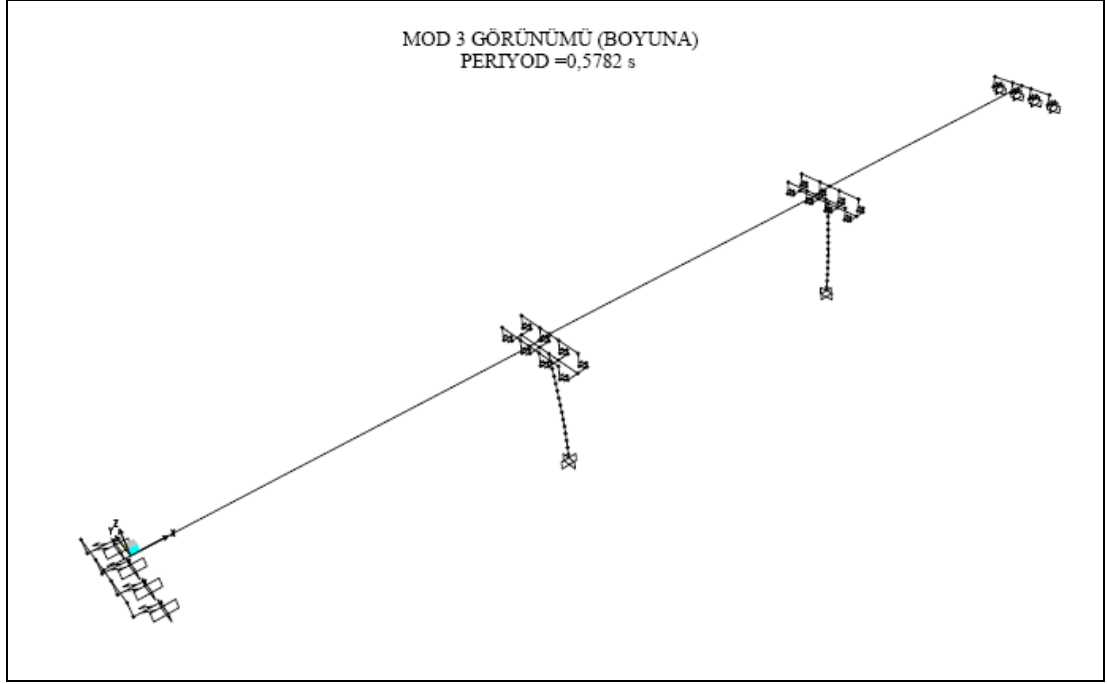
$$k_x = k_y = \frac{1430 \times 0.20}{0.045} = 6356 \text{ kN/m}$$

Yukarıda yapılan hesaplar bir mesnet içindir. Mesnetlerin dönme rijitlikleri sıfır, düşey eksen yönündeki rijitlikleri ise mesnet boyutlarından bağımsız olarak çok yüksek bir değer olarak göz önüne alınmıştır.

## 6.4 Güçlendirilmiş Durumda Viyadüğün Lineer Olmayan İtme Analizi ile İncelenmesi

Şekil 6.4'de SAP 2000'de güçlendirilmiş durumda oluşturulan viyadüğün matematik modeli görülmektedir. Şekil 6.5, 6.6 'da ise güçlendirilmiş viyadüğün 1.ve 2 modları



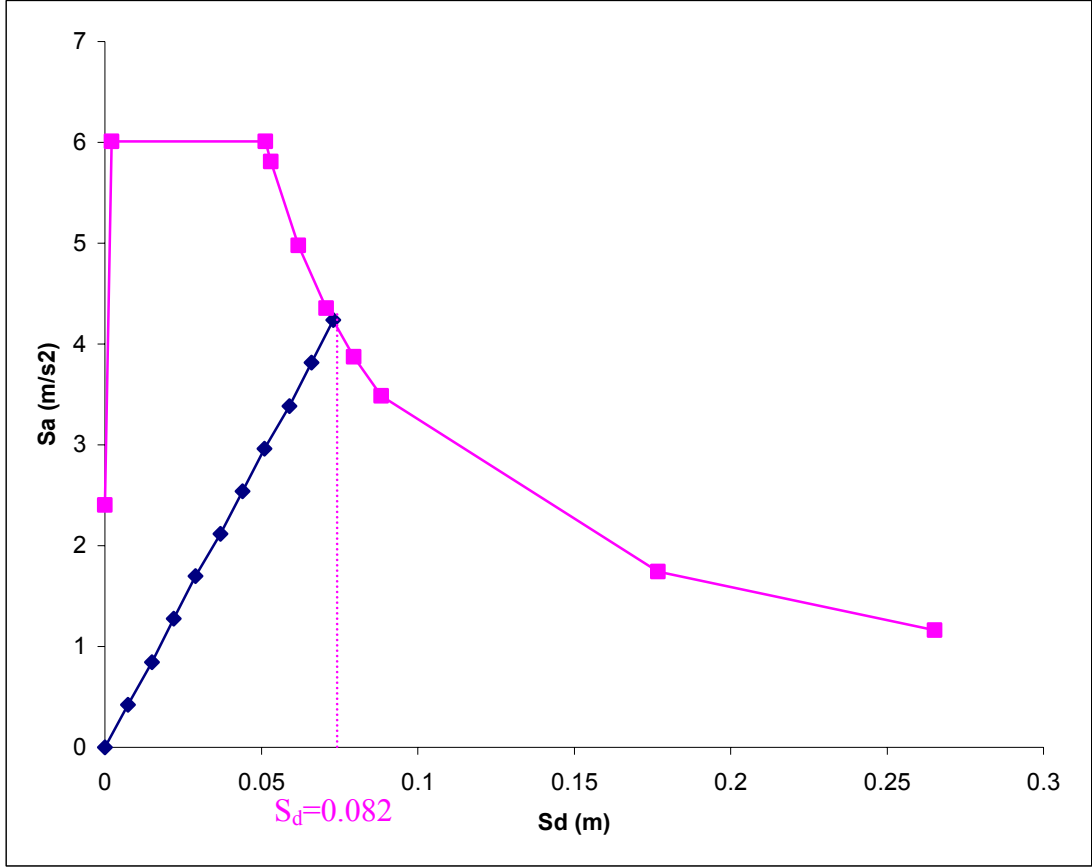


**Şekil 6.6:** 2. Aşama Boyuna Yön Mod 3 Boyuna Doğrultuda ( $T_3=0.578$  s)

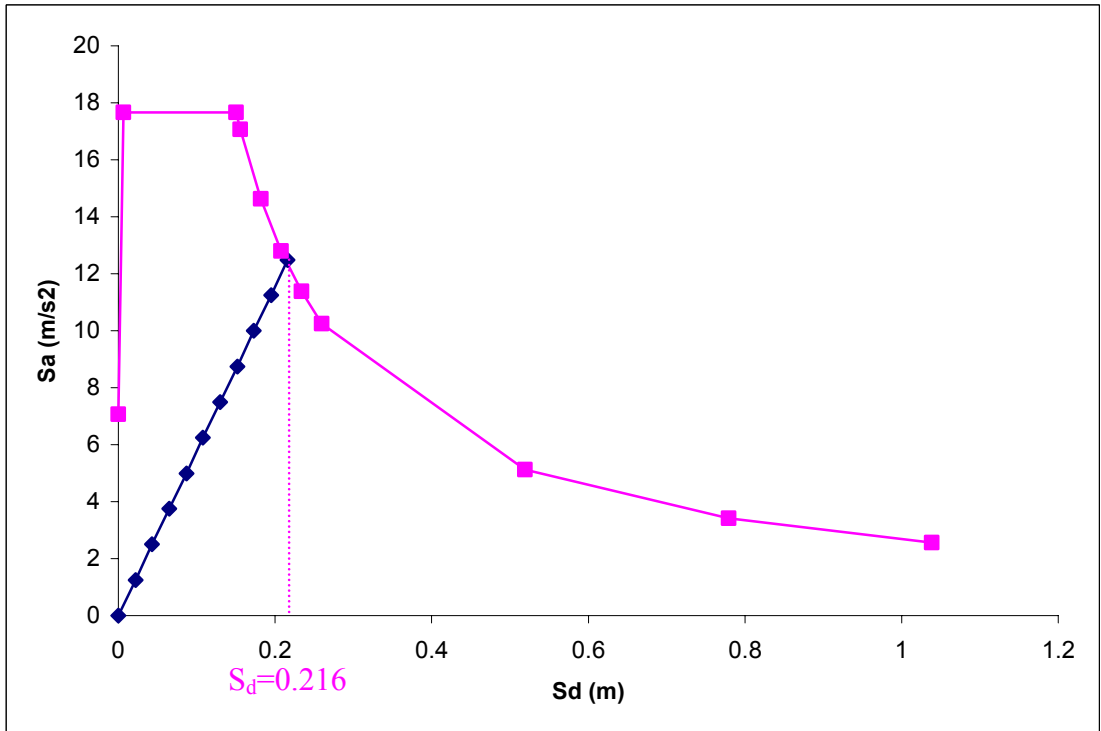
Güçlendirilmiş durumda deprem takozlarının kırılması ile hareket serbestisi sağlanarak rijitlik azalmış ve periyot uzamıştır.

### 6.5 Güçlendirilmiş Durumda Viyadük Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi

Viyadük üstyapısı, kenar ve orta ayaklar üzerindeki elastomer mesnetler üzerine oturmaktadır. Ana kirişler arasında enleme kirişleri bulunmamaktadır. SAP 2000 programına tanımlanan viyadük modelinin, kapasite diyagramı enine ve boyuna yön için ayrı ayrı elde edilmiştir. Kapasite diyagramının doğrusal kısmı söz konusu köprü için verilen talep diyagramını kesecek şekilde uzatılmış ve kestiği nokta performans noktası olarak belirlenmiştir (eşit deplasman kuralı). Bu noktanın x eksenindeki değeri spektral deplasman değerini vermektedir. Bu deplasmana ait dönme değerleri her eleman için önceden hesaplanan plastik mafsallık boyuna ( $L_p$ ) bölünmüş ve elemanın eğrilik değeri ( $\kappa$ ) bulunmuştur. Bu eğrilik değerine karşı gelen beton ve donatıdaki birim deformasyon değerleri XTRACT programı kullanılarak Moment-Eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem senaryosu için verilmiş limit birim şekil değiştirme değerleriyle karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.7: Güçlendirilmiş Durum Viyadük Enine Yönünde İtme Analizi S1 Deprem Senaryosu İvme-Deplasman Spektrumu ve Kapasite Diyagramı



**Tablo 6.1:** Tepe Yer Değişimleri ve Spektral Yer Değişimleri

Deprem Spektrumu ve Yönü	$d_{tepe}$ (Tepe yer değıştirme)	$S_{d_{maks}}$ (Spektral yer değıştirme)
S1 Köprü Enine	0.078	0.082
S2 Köprü Enine	0.230	0.216

**Tablo 6.2:** S1 Deprem Seviyesi Enine Yön için Plastik Mafsal Dönme Değerleri

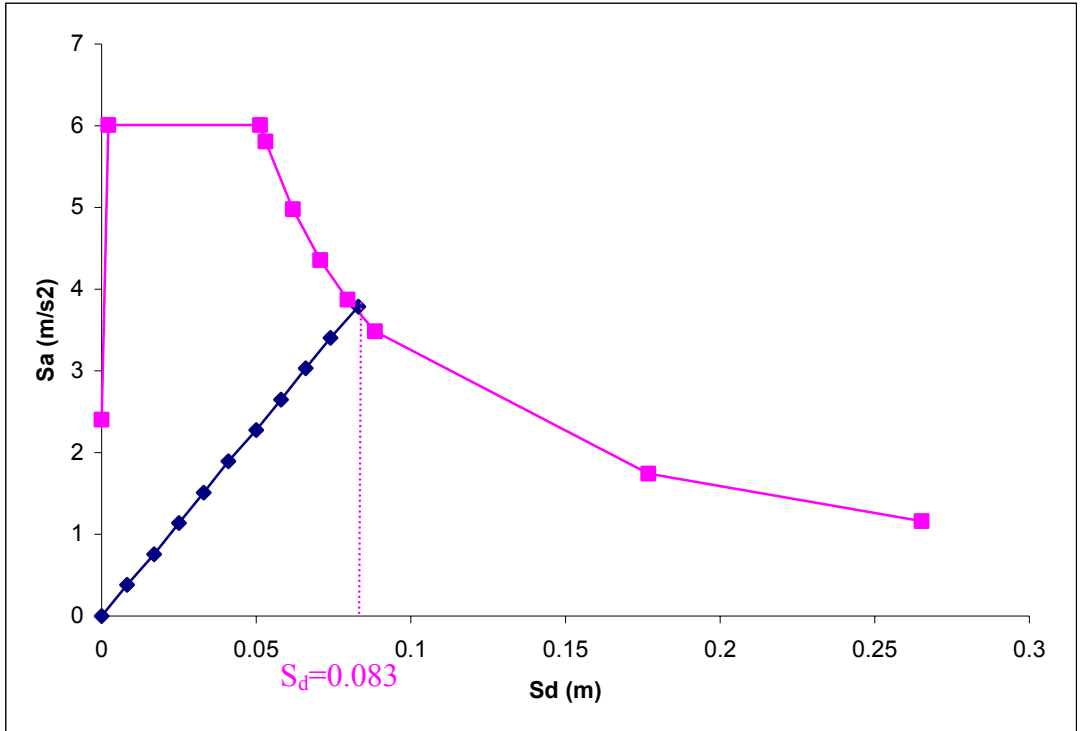
TABLE: Frame Hinge States									
Frame	Output Case	Case Type	Step Type	Assign Hinge	Gen Hinge	Rel Dist	Abs Dist	R2 Plastic	R3 Plastic
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	m	Radians	Radians
2	Enine	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
124	Enine	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

**Tablo 6.3:** S2 Deprem Seviyesi Enine Yön için Plastik Mafsal Dönme Değerleri

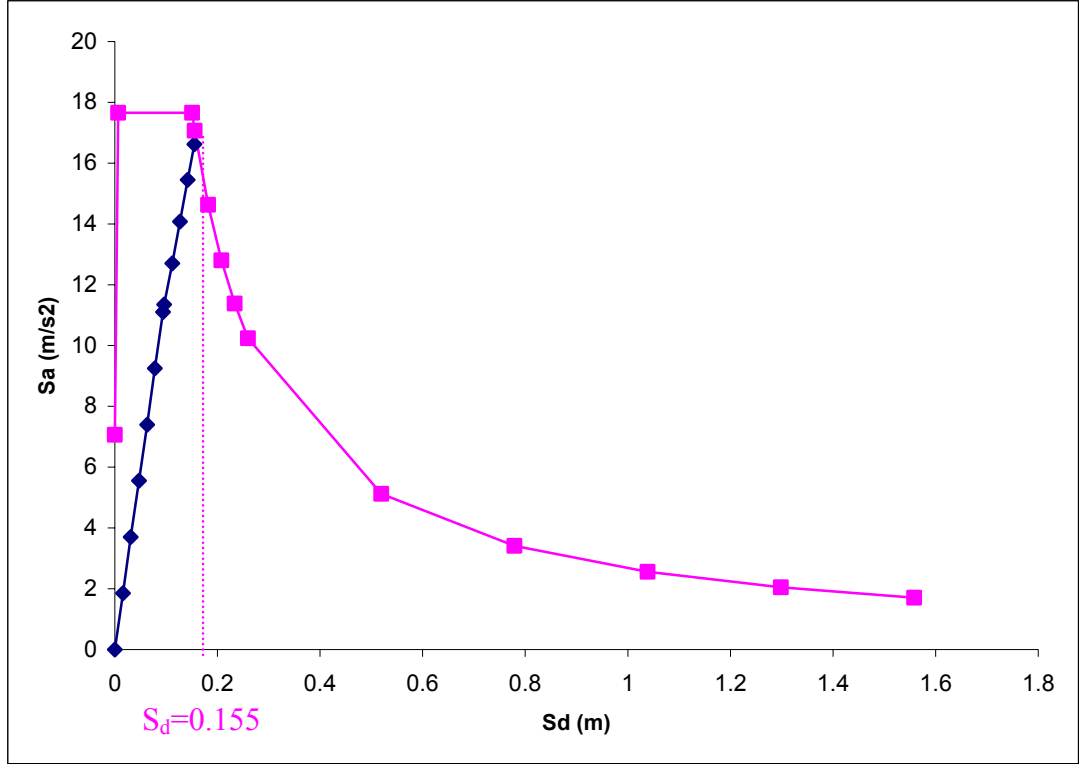
TABLE: Frame Hinge States									
Frame	Output Case	Case Type	Step Type	Assign Hinge	Gen Hinge	Rel Dist	Abs Dist	R2 Plastic	R3 Plastic
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	m	Radians	Radians
2	Enine	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Enine	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Enine	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Enine	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0

124	Enine	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Enine	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

S1 ve S2 deprem senaryolarında lineer olmayan itme analizi sonucu enine yönde güçlendirilmiş viyadük lineer elastik olarak çalışmıştır ve orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmamıştır. Bu nedenle birim uzama tahkiklerinin yapılmasına gerek duyulmamıştır.



**Şekil 6.9:** Güçlendirilmiş Durum Viyadük Boyuna Yönünde İtme Analizi S1 Deprem Senaryosu İvme-Deplasman Spektrumu ve Kapasite Diyagramı



**Şekil 6.10:** Güçlendirilmiş Durum Viyadük Boyuna Yönde İtme Analizi S2 Deprem Senaryosu İvme-Deplasman Spektrumu ve Kapasite Diyagramı

**Tablo 6.4:** Tepe Yer Değiştirmeleri ve Spektral Yer Değiştirmeler

Deprem Spektrumu ve Yönü	$d_{tepe}$ (Tepe yer değiştirme)	$Sd_{maks}$ (Spektral yer değiştirme)
S1 Köprü Boyuna	0.085	0.083
S2 Köprü Boyuna	0.165	0.155

**Tablo 6.5:** S1 Deprem Seviyesi Boyuna Yön için Plastik Mafsal Dönme Değerleri

TABLE: Frame Hinge States									
Frame Text	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Assign Hinge Text	Gen Hinge Text	Rel Dist Unitless	Abs Dist m	R2 Plastic Radians	R3 Plastic Radians
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0

124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

S1 deprem senaryolarında lineer olmayan itme analizi sonucu boyuna yönde güçlendirilmiş viyadük lineer elastik olarak çalışmıştır ve orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmamıştır. Bu nedenle birim uzama tahkiklerinin yapılmasına gerek duyulmamıştır.

**Tablo 6.6:** S2 Deprem Seviyesi Boyuna Yön için Plastik Mafsal Dönme Değerleri

TABLE: Frame Hinge States									
Frame Text	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Assign Hinge Text	Gen Hinge Text	Rel Dist Unitless	Abs Dist m	R2 Plastic Radians	R3 Plastic Radians
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Max	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMx	1aMx	0.39	0.4095	0	-0.004705
2	Boyuna	NonStatic	Min	1aMy	2H1	0.39	0.4095	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Max	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMx	2aMx	0.452	0.4746	0	-0.004694
4	Boyuna	NonStatic	Min	2aMy	4H1	0.452	0.4746	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Max	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMx	1bMx	0.44	0.46437	0	0
112	Boyuna	NonStatic	Min	1bMy	112H1	0.44	0.46437	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Max	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMx	2bMx	0.493	0.50204	0	0
124	Boyuna	NonStatic	Min	2bMy	124H1	0.493	0.50204	0	0

S2 deprem senaryosunda lineer olmayan itme analizi sonucu boyuna yönde orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmuştur.

## 6.6 Performans Hedeflerinin Kontrolü

Viyadük performans değerlendirmesine ilişkin olarak Bölüm 4.3.1’de hesap yöntemine ilişkin açıklamalar güçlendirmiş sistemde de geçerlidir. Viyadük deprem takozları kırıldıktan sonra S1 ve S2 deprem senaryoları altında enine yönde kolonlarda plastik mafsal oluşmamıştır. Boyuna itme analizi sonucu S2 deprem

senaryosunda kolonlarda plastik mafsallar oluşmuştur. Plastik dönmelerine karşılık gelen malzeme birim uzama değerleri Tablo 6.7’de verilmiştir. Bu malzeme birim uzama değerleri Tablo 4.2’de verilen birim uzamalar için limit değerleri ile karşılaştırılmıştır ve malzeme birim limit uzama değerlerini aşmadığı görülmüştür. Sonuç olarak köprü boyuna ve enine yönde S1 ve S2 deprem seviyelerinde “serviste kalma (serviceability)” halini sağlamaktadır.

**Tablo 6.7:** S2 Deprem Senaryosunda Viyadük Boyuna Yönünde Şekil Değiştirme Tahkikleri

Aks No	$k_e$	$\phi_p$	$L_p$	$k_p = \phi_p / L_p$	$k_i = k_e + k_p$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	<0.004	<0.02	-
3	0.0009363	0.004694	1.15	0.004082	0.00502	0.0009211	0.015	√
2	0.000935	0.004705	1.27	0.003705	0.00464	0.0008040	0.013	√

Plastik mafsal oluşan kolonlar için şekil değiştirme değerleri XTRACT programı kullanılarak bulunmuştur. Hedef deprem düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme değerlerinin altında kaldığı görülmüştür.

## 6.7 Güçlendirilmiş Durumda Viyadük Ayağının (Kolonun) Kayma Hesabı

### 6.7.1 Viyadük Enine Yönünde Kolonun Kayma Hesabı (AASHTO, 8.15.5)

Viyadük enine yönünde itme analiz son adımdan en büyük kesit tesirleri veren 3 akstaki kolon dikkate alınarak kayma tahkiki yapılmıştır.

Kapasite azaltma faktörü  $\phi=0.85$  (AASHTO, 8.16.1.2.2.a)

Kolon kesit alanı :  $A_g=7740000 \text{ mm}^2$

Faydalı yükseklik :  $d=10350 \text{ mm}$

Hesap genişliği :  $b_w=500 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :  $f_c'=25 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :  $f_y=420 \text{ N/mm}^2$

Kesme kuvveti :  $V_n=9454.76 \text{ kN}$

Normal kuvveti :  $P_u=9860250 \text{ kN}$

Enine yöndeki etriye aralığı :  $s = 125 \text{ mm}$

$N/A_g = 1273.93 \text{ N/mm}^2 > 0.1f_c' = 2.5 \text{ N/mm}^2$  (AASHTO, Bölüm IA 7.6.2.c)

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 24.1 \left[ 0.0068 + \frac{N}{2000 \cdot A_g} \right] \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$  (AASHTO, 8.15.5.2.2)

$V_c = 4638 \text{ N}$

Kesitteki etriye :  $4\Phi 10$   $A_v = 314 \text{ mm}^2$

Etriyenin taşıdığı kesme kuvveti :  $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$

$V_s = 10925 \text{ kN}$   $V_n \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$

$V_n = 9452.76 \text{ kN} < \phi (V_c + V_s) = 13228 \text{ kN}$

Köprü enine yönünde kesme güvenliği sağlanmaktadır.

### 6.7.2 Viyadük Boyuna Yönünde Kolonun Kayma Hesabı (AASHTO, 8.15.5)

Viyadük boyuna yönünde itme analiz son adımdan en büyük kesit tesirleri veren 3 akstaki kolon dikkate alınarak kayma tahkiki yapılmıştır.

Kapasite azaltma faktörü  $\phi = 0.85$  (AASHTO, 8.16.1.2.2.a)

Kolon kesit alanı :  $A_g = 7740000 \text{ mm}^2$

Faydalı yükseklik :  $d = 2900 \text{ mm}$

Hesap genişliği :  $b_w = 1000 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :  $f_c' = 25 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Kesme kuvveti :  $V_n = 1542.30 \text{ kN}$

Normal kuvveti :  $P_u=9856.98 \text{ kN}$

Enine yöndeki etriye aralığı :  $s = 125 \text{ mm}$

$N/A_g=1.27 \text{ N/mm}^2 < 0.1f_c'=2.5 \text{ N/mm}^2$  (AASHTO, Bölüm IA 7.6.2.c)

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 24.1 \left[ 0.0068 + \frac{N}{2000 \cdot A_g} \right] \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$  (AASHTO,

8.15.5.2.2)

$V_c=4638 \text{ N}$

Kesitteki etriye :  $8\Phi 10$   $A_v=628 \text{ mm}^2$

Etriyenin taşıdığı kesme kuvveti :  $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$

$V_s=6122 \text{ kN}$   $V_n \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$

$V_n= 1542.30 \text{ kN} < \phi(V_c+V_s) = 7224 \text{ kN}$

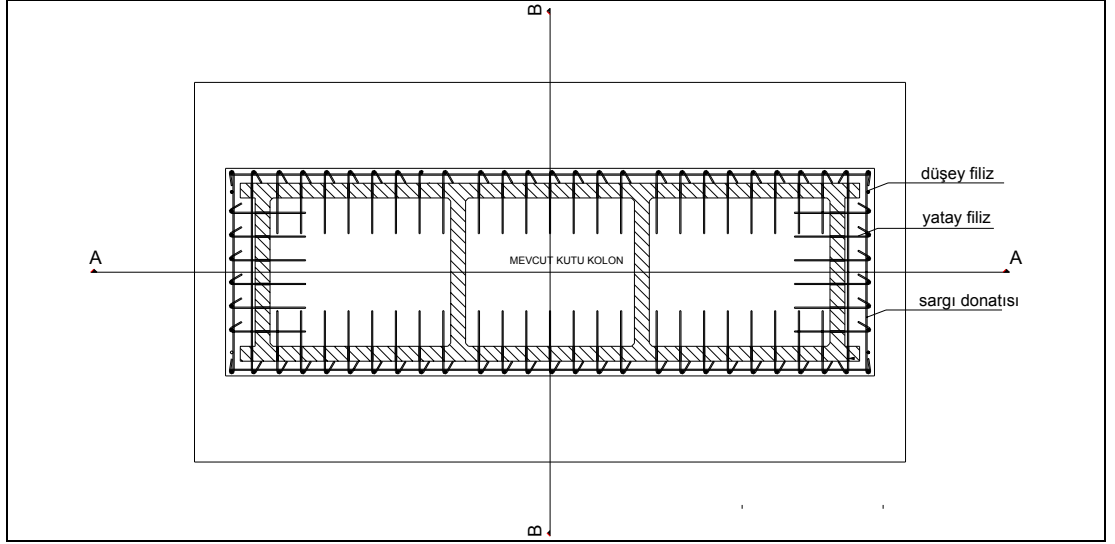
Viyadük boyuna yönünde kesme güvenliği sağlanmaktadır.

### 6.7.3 Viyadük Ayağı Plastik Mafsalsal Bölgesi Güçlendirilmesi

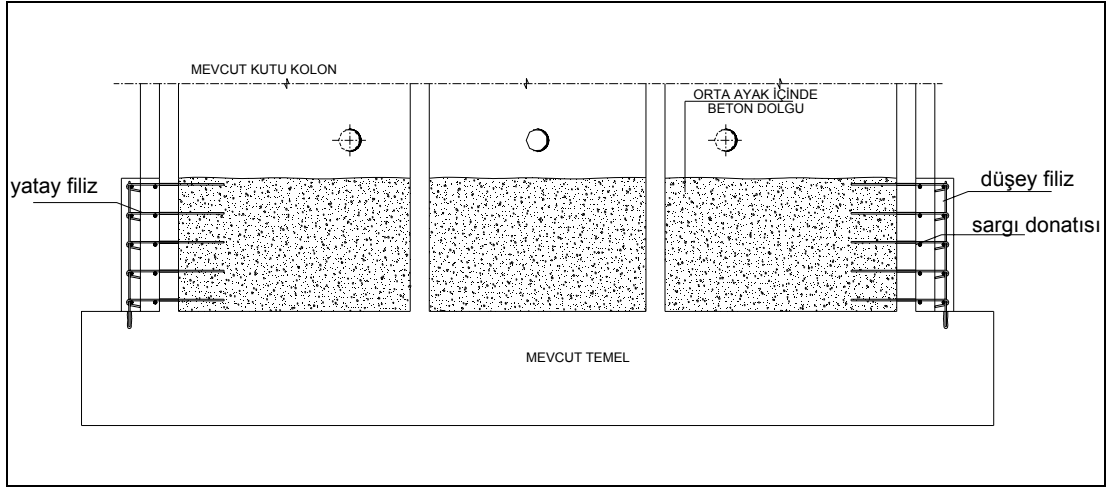
#### 6.7.4 Ankraj Boyu Hesabı

Yapılan hesaplamalar neticesinde deprem takozlarının kırılarak köprü üst yapısının hareketli hale gelmesi güçlendirme yöntemi olarak seçilmiştir. Bu sayede köprü ayakları mevcut donatıları ile yeterli olmuşlardır. Ancak Şekil 6.11 de görülen mevcut donatıların temelden çıkan filizlerinin uzunluğu gerekli şartı sağlamadığından plastik mafsalsal oluşacağı bu bölgede (maksimum momentin olduğu bölge) mafsalsal güçlendirilmesi yapılması uygun bulunmuştur.

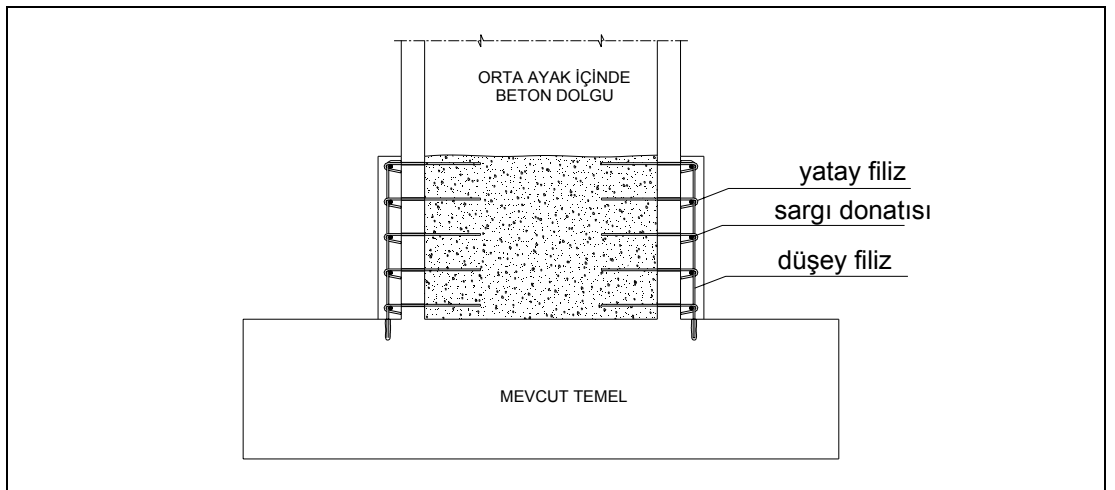




**Şekil 6.12: Tipik Bir Güçlendirilmiş Kolon Planı**



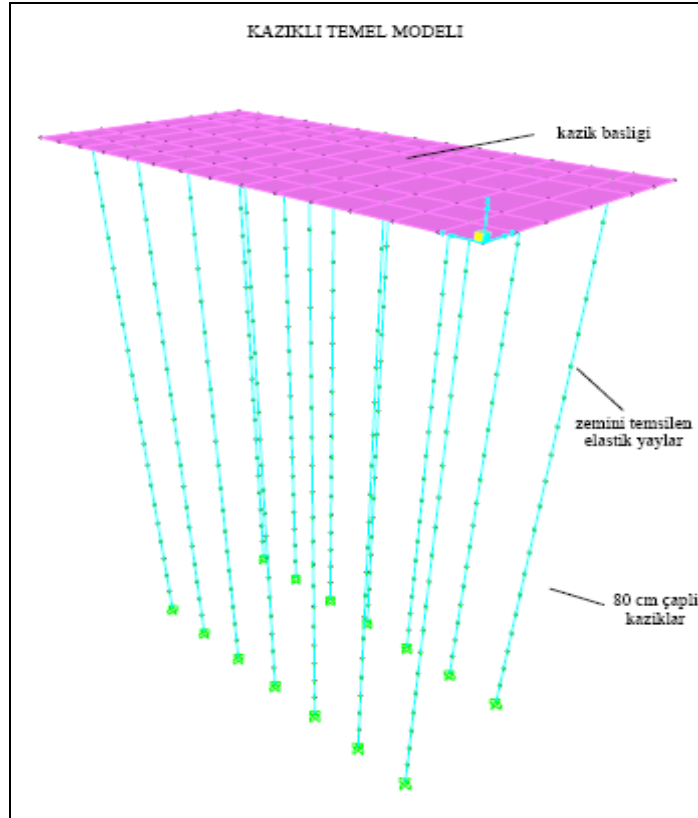
**Şekil 6.13: Güçlendirilmiş Kolon A-A Kesiti**



**Şekil 6.14: Güçlendirilmiş Kolon B-B Kesiti**

## 6.8 Temellerin İncelenmesi

Bu aşamada Kavşak Viyadüğünün kazıklı temelleri elde edilen en elverişsiz kesit tesirlerine göre incelenmiştir. Bunun için kazıklı temeller SAP2000 ile modellenmiştir. Şekil 6.15’ de 13.80x6.60m boyutlarındaki 14 adet kazığa oturan kazıklı temel için kurulan altyapı modeli görülmektedir.



**Şekil 6.15:** 13.80m x 6.60m Kazıklı Temel Modeli

Temel hesabının ikinci aşamasında ilk aşamada olduğu gibi SAP 2000 programında matematik modeli oluşturulmuştur. S2 deprem senaryosuna göre lineer olmayan statik itme analizi sonucu oluşan iç kuvvetlerden en son adımdaki en büyük değerleri temele etkilerek analiz yapılmıştır. Temel ile zemin arasındaki etkileşim sonlu elemanlara tanımlanan yaylarla modellenmiştir. Düşey yatak katsayısı  $k_v = 17\ 110\ \text{kN/m}^2$  dir. Yatay yatak katsayısı  $k_y$ , düşey yatak katsayısının  $2/3$  ü olarak alınmıştır.  $k_y = 11407\ \text{kN/m}^2$  dir. Temel kesiti kapasite hesabı için XTRACT programı kullanılmıştır. Temel sistemi moment-eğrilik analizi ile temelin alt ve üst moment değerleri hesaplanmıştır. SAP2000 programından elde edilen en olumsuz temel moment değerleri ile karşılaştırıp tahkik edilmiştir.

Yapılan hesaplar sonucu viyadük güçlendirilmiş durumunda enine yönde S2 depreminde kazıkların kurtardığı görülmüştür. Yapılan hesaplara ait detaylar Ek E de sunulmuştur.

Kazık başlıklarında meydana gelen kesit tesirleri için ise viyadük boyuna ve enine yönde eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri okunmuştur. Bu kesit tesirleri için kazık başlıklarındaki mevcut donatıların yeterli olup olmadıkları kontrol edilmiştir. Donatı kontrolleri AASHTO 2002'ye göre yapılmıştır. AASHTO 8.16.3.2' ye göre basit eğilme altındaki kazık başlığında oluşan momentlere göre donatının yeterli olup olmadığı kontrol edilmiştir. Hesaplarla ilgili detaylar Ek F de sunulmuştur.

## 7. SONUÇLAR

Bu tez kapsamında Anadolu Otoyolu Hereke mevki Km: 57+528 – 57+640 arasında bulunan Kavşak Viyadüğünün “Caltrans Seismic Design Criteria” şartnamesinin hükümlerince incelenmesi ve değerlendirilmesi yapılmıştır.

Viyadüğün gözle yapılan muayenelerinde betonarme taşıyıcı elemanlarda (kolon, başlık kirişi, öngerilmeli kirişler) herhangi bir hasara rastlanmamıştır. Ancak elastomer mesnetlerde kalıcı deformasyonlara ve yırtılmalara rastlanmıştır.

İlk aşama olarak viyadüğün mevcut durumunun S1 ve S2 deprem seviyeleri için enine ve boyuna doğrultuda doğrusal olmayan itme analizi ile tahkiki yapılmıştır.

S1 ve S2 deprem seviyeleri için yapılan doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda orta ayaklarda enine yönde plastik mafsal oluşumu meydana gelmemiştir. Ancak mevcut temele S2 deprem senaryosuna göre lineer olmayan statik itme analizi sonucu oluşan iç kuvvetlerden en son adımdaki en büyük değerleri etkilerek yapılan analiz sonucunda, 3 aksında bulunan kazıkların yeterli kapasiteyi sağlamadıkları görülmüştür.

S1 deprem seviyeleri için yapılan doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda orta ayaklarda boyuna yönde plastik mafsal oluşumu meydana gelmemiştir. Ancak S2 deprem seviyesinde orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmuştur. Mafsallarda oluşan plastik mafsal dönme değerlerinin limit birim şekil değiştirme değerlerini aştığı görülmüştür.

Kolon üstünde üstyapının her iki global ekseninde deplasmanlarını sınırlayan deprem takozları bulunmaktadır. Temele dolayısıyla kazıklara gelen yükü azaltmak amacıyla 2. aşama olan güçlendirme aşamasında mevcut deprem takozlarının kırılarak köprünün elastomer mesnetler üzerinde serbest hareket edebilmesi sağlanmıştır. Bu sayede alt yapıya, kazıklara gelen yük azaltılmış orta ayak kolonları, temelleri ve kazıkları mevcut donatıları ile yeterli olmuşlardır. Bir başka deyişle köprü, bu

çalışmada elastomer mesnetlerin çalışma mesafesini sınırlayan takozları kaldırıldığı düşünülerek yüzen köprü olarak hesaplanmıştır. Yüzen köprüden kasıt üst yapının hiçbir engele takılmadan (Seismic device, deprem takozu) başlık kirişlerinin üzerinde bulunan elastomer mesnetler vasıtası ile salınım yapmasıdır. Böylece rijitlik azalmış, periyot uzamış; temeller ve kazıklar mevcut donatıları itibariyle yeterli olmuşlardır. Dolayısıyla deprem takozlarının kırılması gerekmektedir.

Deprem takozları kırıldıktan sonra S1 ve S2 deprem senaryolarında lineer olmayan itme analizi sonucu enine yönde güçlendirilmiş köprü beklendiği üzere ilk aşamada olduğu gibi lineer elastik olarak çalışmıştır ve orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmamıştır. Bu aşamada, S2 deprem senaryosuna göre lineer olmayan statik itme analizi sonucu oluşan iç kuvvetlerden en son adımdaki en büyük değerleri temele etkilmiştir. Deprem takozlarının kırılmasından ötürü köprü üst yapısı yüzer hale geçtiği için üstyapıdan kazıklara gelen kuvvetler azalmıştır. Böylece kazıklar mevcut donatıları ile yeterli kapasiteyi sağlamışlardır.

S1 deprem senaryosunda doğrusal olmayan itme analizi sonucu boyuna yönde güçlendirilmiş viyadükte mevcut durumda olduğu gibi lineer elastik bir davranış ortaya çıkmış ve orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmamıştır.

S2 deprem senaryosunda ise lineer olmayan itme analizi sonucu boyuna yönde ilk aşamada olduğu gibi orta ayaklarda plastik mafsallar oluşmuştur. Plastik dönmelerine karşılık gelen malzeme birim uzama değerleri limit değerleri ile karşılaştırılmıştır ve malzeme birim limit uzama değerlerini aşmadığı görülmüştür. Sonuç olarak köprü boyuna ve enine yönde S1 ve S2 deprem seviyelerinde serviste kalma halini sağlamıştır.

Sonuç olarak deprem takozlarının kırılması köprü üst yapısını elastomer mesnetler üzerinde serbest hareket edebilmesini sağladığı için orta ayak kolonları, temelleri ve kazıkları mevcut donatıları ile yeterli olduğu gösterilmiştir.

Ele alınan viyadükte deprem takozlarının kırılması güçlendirme yöntemi olarak yeterli olmasına karşın temelden çıkan filizlerin uzunluğu gerekli şartı sağlamadığından ötürü ilave bir güçlendirme olarak plastik mafsallar oluşacak bölgenin mantolama yapılarak iyileştirilmesi uygun bulunmuştur. Konstrüktif olarak yapılacak olan plastik mafsallar bölgesi iyileştirilmesi yönteminde kolonlar mevcut

donatıları ile zaten yeterli olduğundan ve mafsal güçlendirmesinde daha fazla donatı kullanılacağından hesap yapılmasına gerek duyulmamıştır.

## KAYNAKLAR

- [1] **AASHTO**, 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington.
- [2] **FEMA 356**, 2000. Prestandardand Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [3] **CALTRANS Ver.1.2, 2001**. Seismic Design Criteria Version 1.2, *California Transportation*, California.
- [4] **Yayın No: 207**, 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, California.
- [5] **ATC-32**, 1996. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, *Applied Technology Council*, California.
- [6] **Priestly, N. ve Calvi, M.**, 1995. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York.
- [7] **Priestly, N. ve Kowalsky, J.**, 1995. Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls, New York.
- [8] **Demir, H.**, 2000. Depremden Hasar Görmüş Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi, İstanbul.
- [9] **Celep, Z.ve Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, İstanbul.
- [10] **SAP2000 Ver.8.2.3.**, Static & Dynamic Finite Element Analysis of Structures Nonlinear v 8.2.3, *Computers and Structures Inc.*, California.
- [11] **XTRACT Ver.2.6.2.**, Cross Sectional Analysis Program for Structural Engineers, *Imbsen and Associates Inc.*, California.

## **EKLER**

### **EK A.**

Viyadük 2 ve 3 aksı kolonlarına ait XTRACT programından elde edilen moment-eğrilik diyagramları ile yine bu kolonlara ait SAP2000 programında tanımlanan moment dönme değerleri aşağıda verilmiştir.

# XTRACT Analysis Report

Section Name: 1-a  
Loading Name: Mx  
Analysis Type: Moment Curvature

23.02.2008

ÖZGE DEDEOĞLU

Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

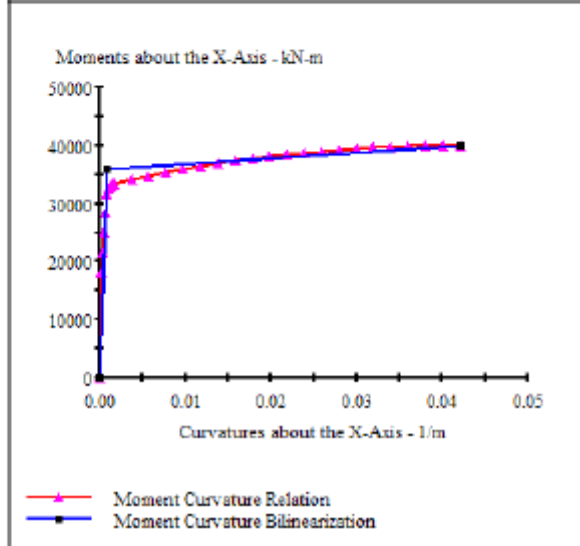
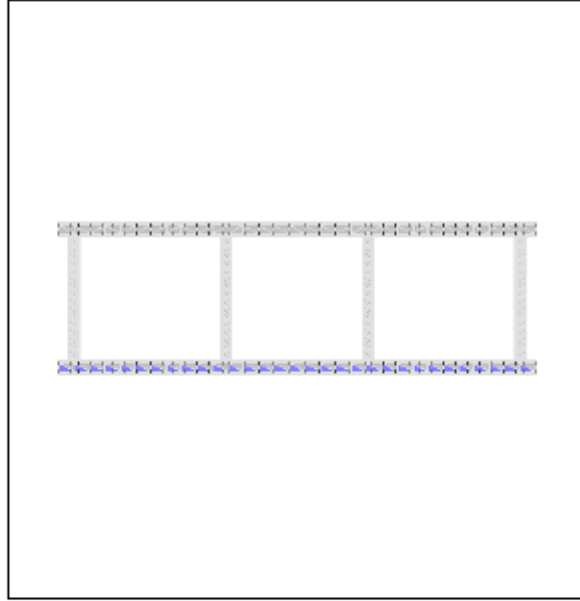
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 11.91E+3 kN  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

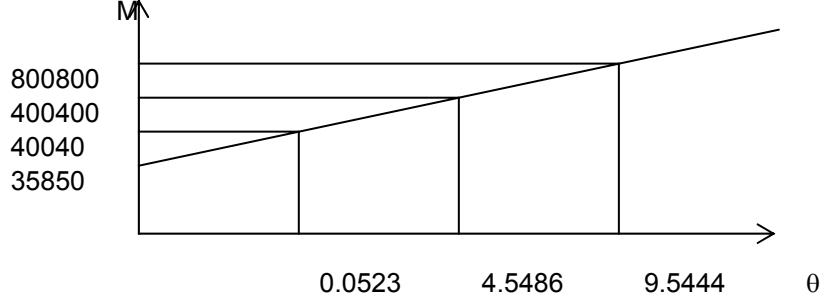
## Analysis Results:

Failing Material: Steel  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .3654E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .8285E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 42.11E-3 1/m  
Moment at First Yield: 31.76E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 40.04E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .8904E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 58.53E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 1.075 m  
N.A. at Ultimate: 1.390 m  
Energy per Length: 1579 kN  
Effective Yield Curvature: .9352E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 35.85E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.117  
EI Effective: 3.83E+10 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.02E+8 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .2654 %  
Curvature Ductility: 45.02



Şekil EK.A1 : 2 Aksı 1aMx Mafsalının Moment-Eğrilik Diyagramı

**2 Aksı 1aMx (Kolon Boyuna Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına  
Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment :	<b>35850</b>	kNm	*
Effective Yield Curvature :	<b>9.35E-04</b>	1/m	*
Ultimate Moment :	<b>40040</b>	kNm	*
Ultimate Curvature :	<b>4.21E-02</b>	1/m	*
Lp :	<b>1.27</b>	m	**

<b>SAP2000 ( kN - m )</b>	
<b>M</b>	<b>φ</b>
35850	0
40040	0.0523
400400	4.5486
800800	9.5444

\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

**Şekil EK.A2 : 2 Aksı 1aMx Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-  
Dönme Değerleri**

## XTRACT Analysis Report

Section Name: 1-a  
Loading Name: My  
Analysis Type: Moment Curvature

23.02.2008

ÖZGE DEDEOĞLU

Page \_\_ of \_\_

### Section Details:

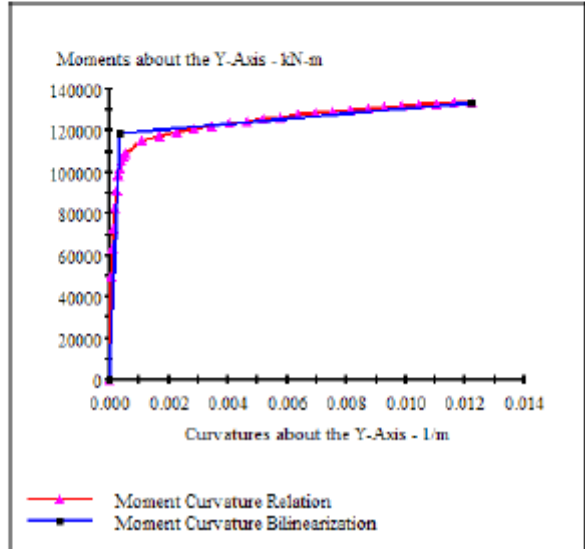
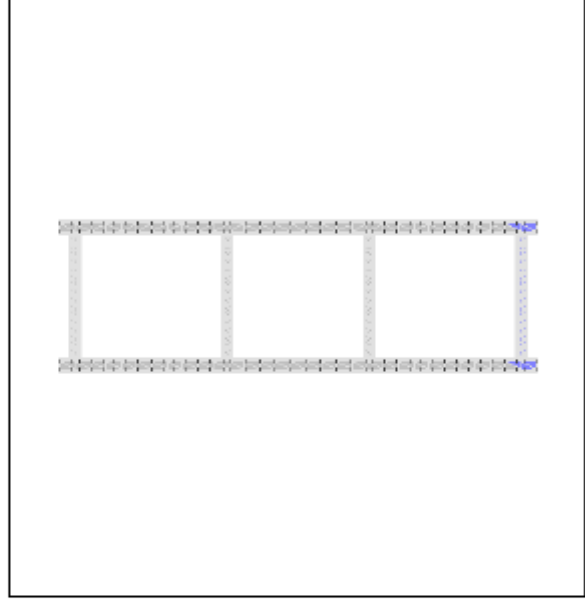
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

### Loading Details:

Constant Load - P: 11.91E+3 kN  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

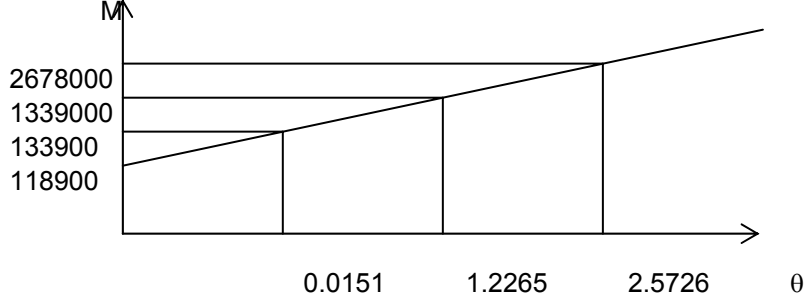
### Analysis Results:

Failing Material: Steel1  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .2198E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .2600E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 12.21E-3 1/m  
Moment at First Yield: 91.78E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 133.9E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .7520E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 56.69E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 2.893 m  
N.A. at Ultimate: 4.643 m  
Energy per Length: 1521 kN  
Effective Yield Curvature: .3368E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 118.9E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.126  
EI Effective: 3.53E+11 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.26E+9 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .3579 %  
Curvature Ductility: 36.25



Şekil EK.A3 : 2 Aksı 1aMy Mafsalının Moment-Eğrilik Diyagramı

**2 Aksı 1aMy (Kolon Enine Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına  
Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment : **118900** kNm \*

Effective Yield Curvature : **3.37E-04** 1/m \*

Ultimate Moment : **133900** kNm \*

Ultimate Curvature : **1.22E-02** 1/m \*

Lp : **1.27** m \*\*

<b>SAP2000</b>	
<b>( kN - m )</b>	
<b>M</b>	<b>φ</b>
118900	0
133900	0.0151
1339000	1.2265
2678000	2.5726

\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

**Şekil EK.A4 : 2 Aksı 1aMy Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-Dönme Değerleri**

# XTRACT Analysis Report

Section Name: 1-b

23.02.2008

Loading Name: Mx

ÖZGE DEDEOĞLU

Analysis Type: Moment Curvature

Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

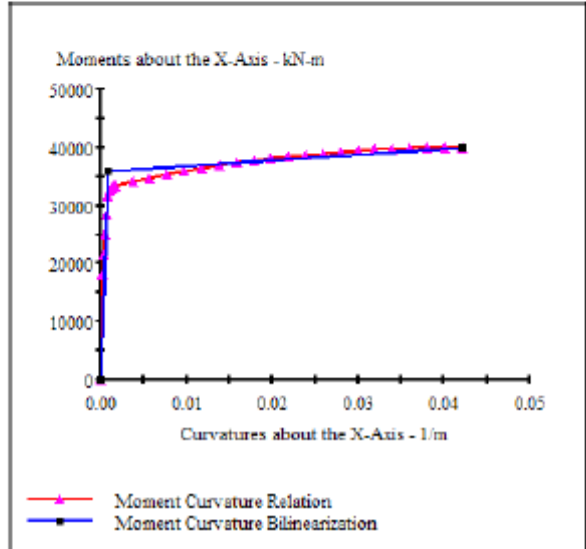
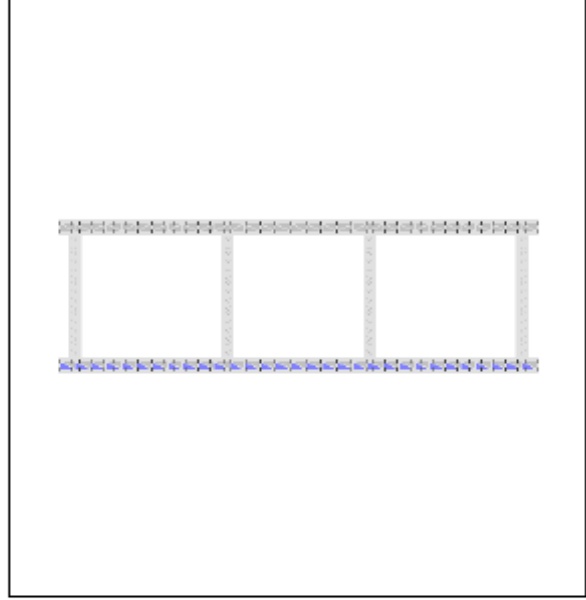
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 11.91E+3 kN  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

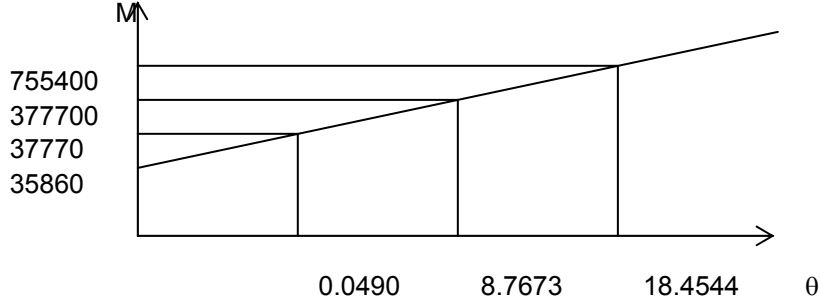
## Analysis Results:

Failing Material: Steel  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .2840E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .8282E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 42.10E-3 1/m  
Moment at First Yield: 31.77E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 37.77E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .8908E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 58.53E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 1.076 m  
N.A. at Ultimate: 1.390 m  
Energy per Length: 1579 kN  
Effective Yield Curvature: .9348E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 35.86E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.117  
EI Effective: 3.84E+10 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.02E+8 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .2649 %  
Curvature Ductility: 45.04



Şekil EK.A5 : 2 Aksı 1bMx Mafsalının Moment-Eğrilik Diyagramı

**2 Aksı 1bMx (Kolon Boyuna Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment : **35860** kNm \*

Effective Yield Curvature : **9.35E-04** 1/m \*

Ultimate Moment : **37770** kNm \*

Ultimate Curvature : **4.21E-02** 1/m \*

Lp : **1.19** m \*\*

SAP2000 ( kN - m )	
M	φ
35860	0
37770	0.0490
377700	8.7673
755400	18.4544

\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

**Şekil EK.A6 : 2 Aksı 1bMx Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-Dönme Değerleri**

# XTRACT Analysis Report

Section Name: 1-b  
Loading Name: My  
Analysis Type: Moment Curvature

23.02.2008

ÖZGE DEDEOĞLU

Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

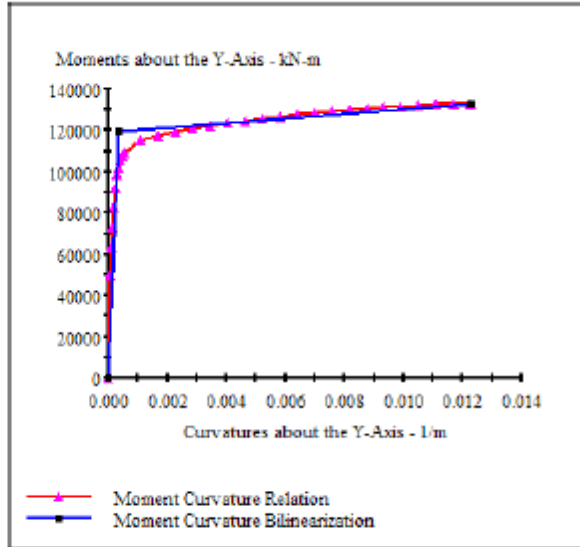
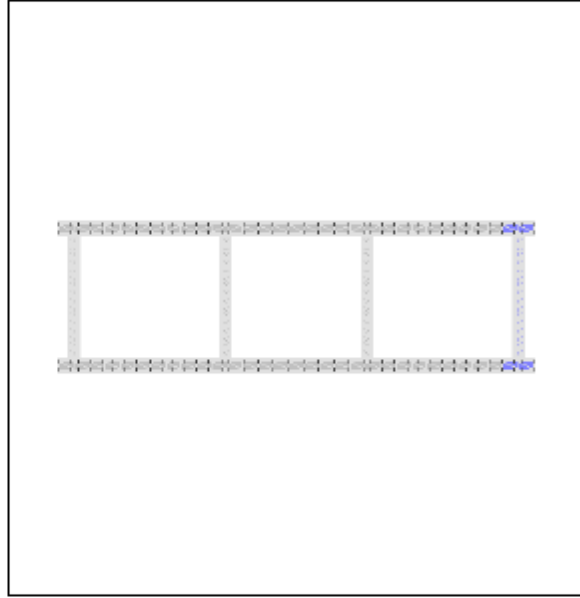
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 11.91E+3 kN  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

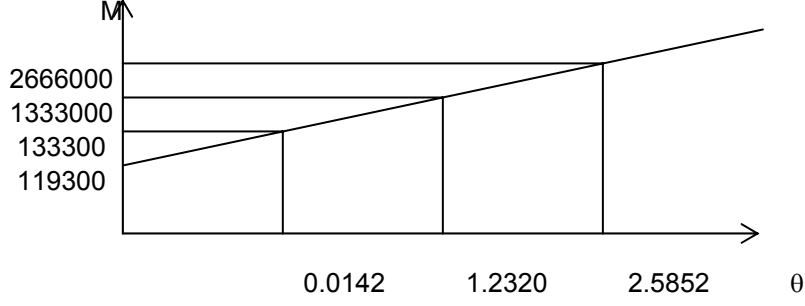
## Analysis Results:

Failing Material: Steel1  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .1784E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .2598E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 12.28E-3 1/m  
Moment at First Yield: 91.82E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 133.3E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .7527E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 56.33E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 2.897 m  
N.A. at Ultimate: 4.587 m  
Energy per Length: 1528 kN  
Effective Yield Curvature: .3376E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 119.3E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.117  
EI Effective: 3.53E+11 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.17E+9 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .3313 %  
Curvature Ductility: 36.38



Şekil EK.A7 : 2 Aksı 1bMy Mafsalının Moment-Eğrilik Diyagramı

**2 Aksı 1bMy (Kolon Enine Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına  
Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment : **119300** kNm \*

Effective Yield Curvature : **3.38E-04** 1/m \*

Ultimate Moment : **133300** kNm \*

Ultimate Curvature : **1.23E-02** 1/m \*

Lp : **1.19** m \*\*

<b>SAP2000</b>	
<b>( kN - m )</b>	
<b>M</b>	<b>φ</b>
119300	0
133300	0.0142
1333000	1.2320
2666000	2.5852

\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

**Şekil EK.A8 : 2 Aksı 1bMy Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-Dönme Değerleri**

## XTRACT Analysis Report

Section Name: 2-a  
Loading Name: Mx  
Analysis Type: Moment Curvature

23.02.2008

ÖZGE DEDEOĞLU  
Page \_\_ of \_\_

### Section Details:

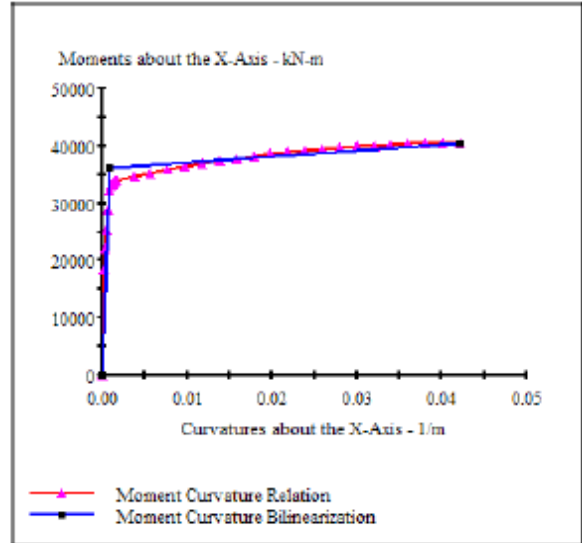
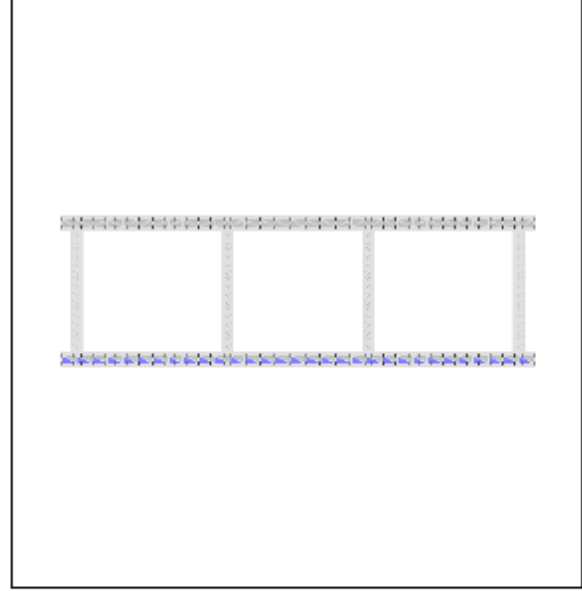
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

### Loading Details:

Constant Load - P: 12.21E+3 kN  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

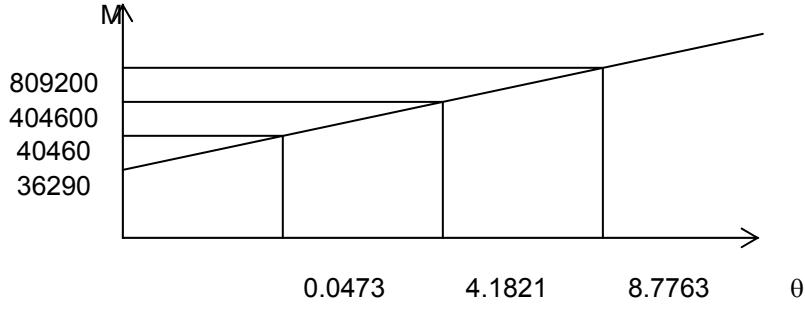
### Analysis Results:

Failing Material: Steel  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .3880E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .8300E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 42.11E-3 1/m  
Moment at First Yield: 32.18E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 40.46E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .8881E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 58.51E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 1.070 m  
N.A. at Ultimate: 1.389 m  
Energy per Length: 1597 kN  
Effective Yield Curvature: .9363E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 36.29E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.115  
EI Effective: 3.88E+10 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.01E+8 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .2610 %  
Curvature Ductility: 44.98



Şekil EK.A9 : 3 Aksı 2aMx Mafsalsının Moment-Eğrilik Diyagramı

**3Aksı 2aMx (Kolon Boyuna Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment : **36290** kNm \*

Effective Yield Curvature : **9.36E-04** 1/m \*

Ultimate Moment : **40460** kNm \*

Ultimate Curvature : **4.21E-02** 1/m \*

Lp : **1.15** m \*\*

SAP2000 ( kN - m )	
M	φ
36290	0
40460	0.0473
40460	4.1821
80920	8.7763

\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

**Şekil EK.A10 : 3 Aksı 2aMx Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-Dönme Değerleri**

# XTRACT Analysis Report

Section Name: 2-a  
Loading Name: My  
Analysis Type: Moment Curvature

23.02.2008

ÖZGE DEDEOĞLU

Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

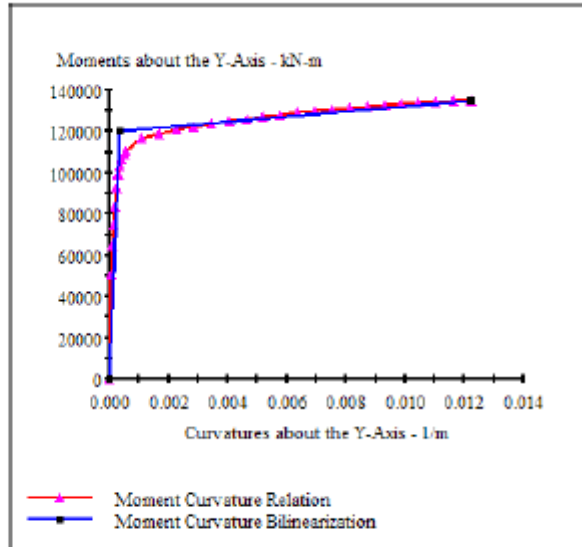
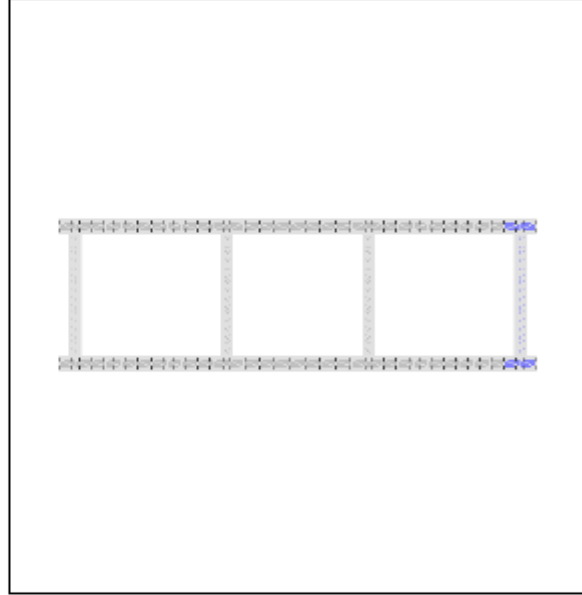
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 12.21E+3 kN  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

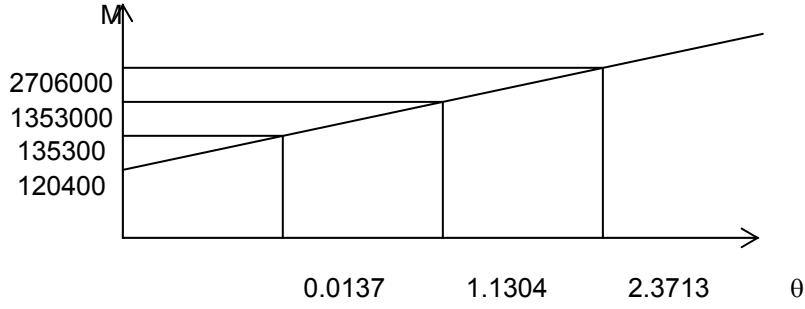
## Analysis Results:

Failing Material: Steel  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .2330E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .2607E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 12.22E-3 1/m  
Moment at First Yield: 93.04E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 135.3E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .7481E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 56.64E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 2.869 m  
N.A. at Ultimate: 4.636 m  
Energy per Length: 1539 kN  
Effective Yield Curvature: .3373E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 120.4E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.124  
EI Effective: 3.57E+11 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.26E+9 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .3533 %  
Curvature Ductility: 36.23



Şekil EK.A11 : 3 Aksı 2aMy Mafsalının Moment-Eğrilik Diyagramı

**3Aksı 2aMy (Kolon Enine Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment : **120400** kNm \*

Effective Yield Curvature : **3.37E-04** 1/m \*

Ultimate Moment : **135300** kNm \*

Ultimate Curvature : **1.22E-02** 1/m \*

Lp : **1.15** m \*\*

SAP2000 ( kN - m )	
M	φ
120400	0
135300	0.0137
1353000	1.1304
2706000	2.3713

\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

**Şekil EK.A12 : 3 Aksı 2aMy Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-Dönme Değerleri**

## XTRACT Analysis Report

Section Name: 2-b  
Loading Name: Mx  
Analysis Type: Moment Curvature

23.02.2008

ÖZGE DEDEOĞLU  
Page \_\_ of \_\_

### Section Details:

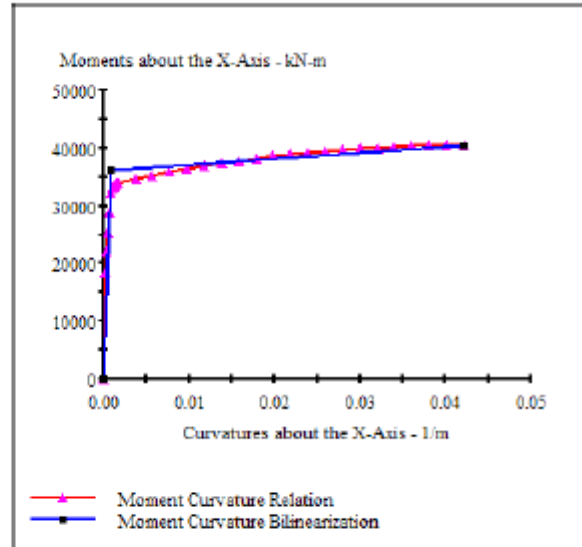
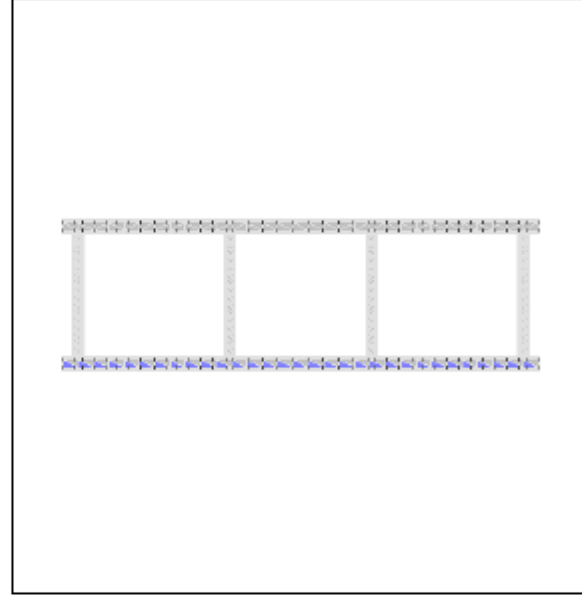
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

### Loading Details:

Constant Load - P: 12.21E+3 kN  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

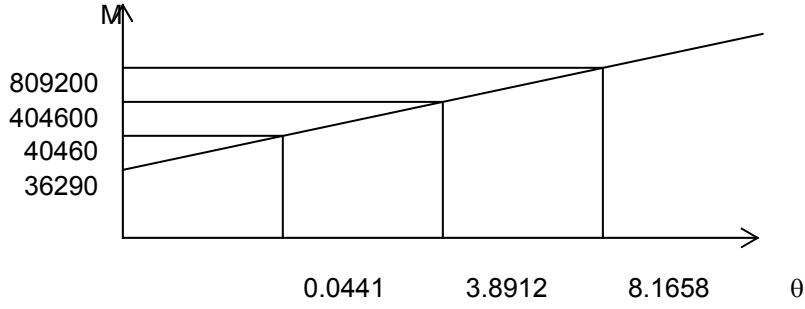
### Analysis Results:

Failing Material: Steel  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .3027E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .8297E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 42.11E-3 1/m  
Moment at First Yield: 32.17E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 40.46E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .8886E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 58.51E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 1.071 m  
N.A. at Ultimate: 1.389 m  
Energy per Length: 1597 kN  
Effective Yield Curvature: .9360E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 36.29E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.115  
EI Effective: 3.88E+10 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.01E+8 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .2608 %  
Curvature Ductility: 44.99



Şekil EK.A13 : 3 Aksı 2bMx Mafsalının Moment-Eğrilik Diyagramı

**3Aksı 2bMx (Kolon Boyuna Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment : **36290** kNm \*

Effective Yield Curvature : **9.36E-04** 1/m \*

Ultimate Moment : **40460** kNm \*

Ultimate Curvature : **4.21E-02** 1/m \*

Lp : **1.07** m \*\*

SAP2000 ( kN - m )	
M	φ
36290	0
40460	0.0441
404600	3.8912
809200	8.1658

\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

**Şekil EK.A14 : 3 Aksı 2bMx Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-Dönme Değerleri**

## XTRACT Analysis Report

Section Name: 2-b  
Loading Name: My  
Analysis Type: Moment Curvature

23.02.2008

ÖZGE DEDEOĞLU  
Page \_\_ of \_\_

### Section Details:

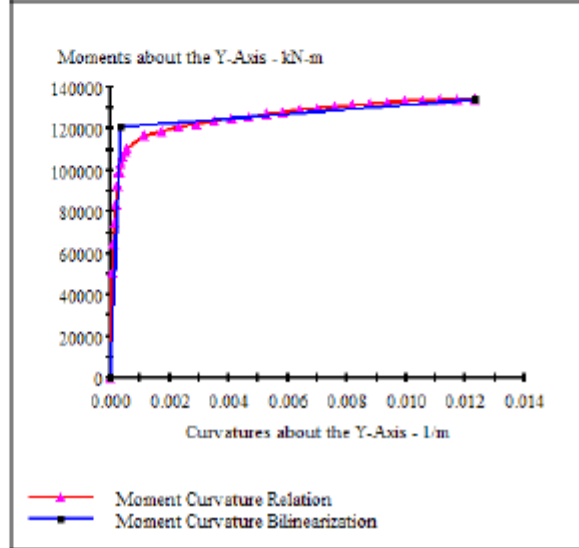
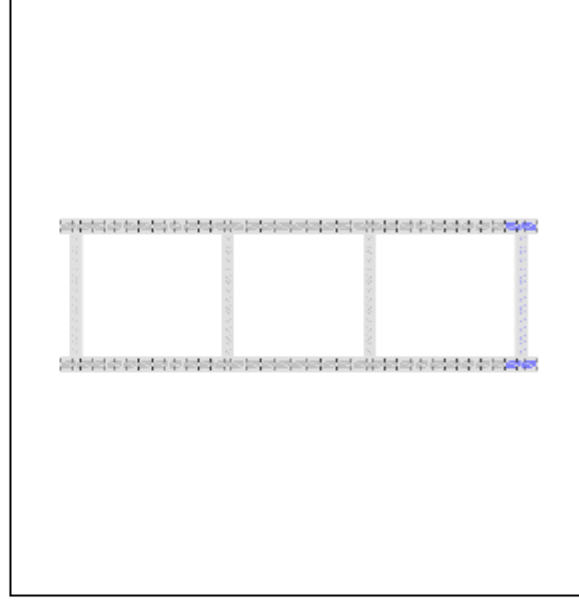
X Centroid: 5.225 m  
Y Centroid: 1.500 m  
Section Area: 7.725 m<sup>2</sup>

### Loading Details:

Constant Load - P: 12.21E+3 kN  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

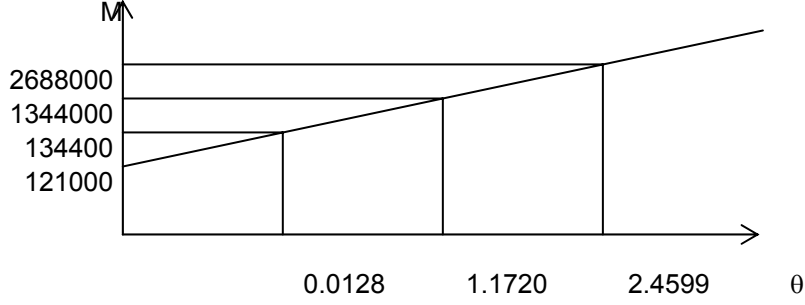
### Analysis Results:

Failing Material: Steel  
Failure Strain: .1200 Tension  
Curvature at Initial Load: .1895E-16 1/m  
Curvature at First Yield: .2606E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 12.34E-3 1/m  
Moment at First Yield: 93.07E+3 kN-m  
Ultimate Moment: 134.4E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .7488E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 56.00E-3 Tension  
N.A. at First Yield: 2.873 m  
N.A. at Ultimate: 4.537 m  
Energy per Length: 1554 kN  
Effective Yield Curvature: .3389E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 121.0E+3 kN-m  
Over Strength Factor: 1.111  
EI Effective: 3.57E+11 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.11E+9 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .3120 %  
Curvature Ductility: 36.42



Şekil EK.A15 : 3 Aksı 2bMy Mafsalının Moment-Eğrilik Diyagramı

**3Aksı 2bMy (Kolon Enine Yönünde) Mafsalı için Sap 2000 Programına  
Atanan Moment Dönme Değerleri**



Effective Yield Moment : **121000** kNm \*

Effective Yield Curvature : **3.39E-04** 1/m \*

Ultimate Moment : **134400** kNm \*

Ultimate Curvature : **1.23E-02** 1/m \*

Lp : **1.07** m \*\*

<b>SAP2000</b>	
<b>( kN - m )</b>	
<b>M</b>	<b><math>\phi</math></b>
121000	0
134400	0.0128
1344000	1.1720
2688000	2.4599

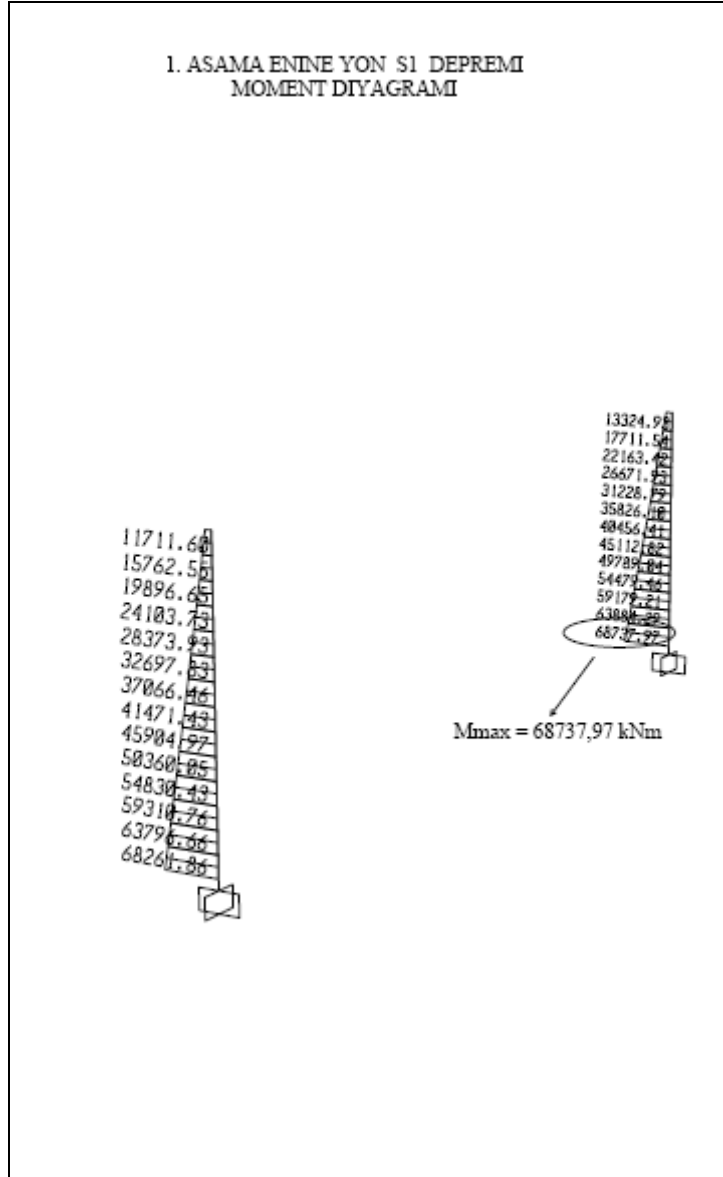
\* Değerlerin bulunmasında XTRACT programı kullanılmıştır.

\*\* Plastik mafsal boyu Caltrans 7.6.2'ye göre hesaplanmıştır.

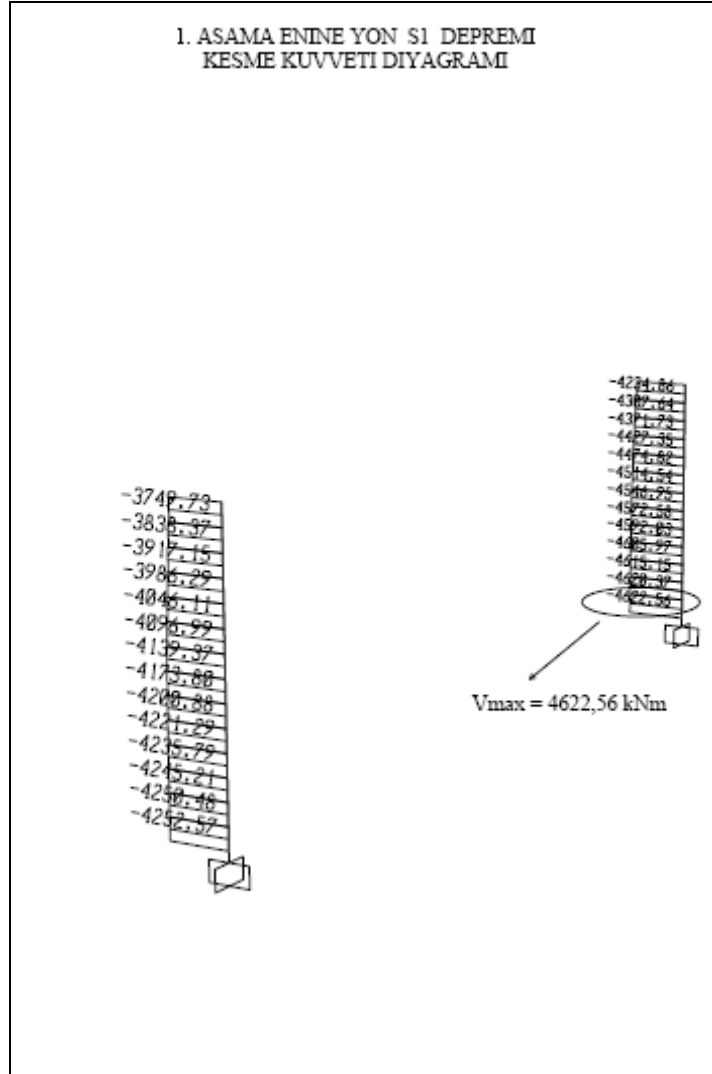
**Şekil EK.A16 : 3 Aksı 2bMy Mafsalı için Sap 2000 Programına Atanan Moment-Dönme Değerleri**

## **EK B.**

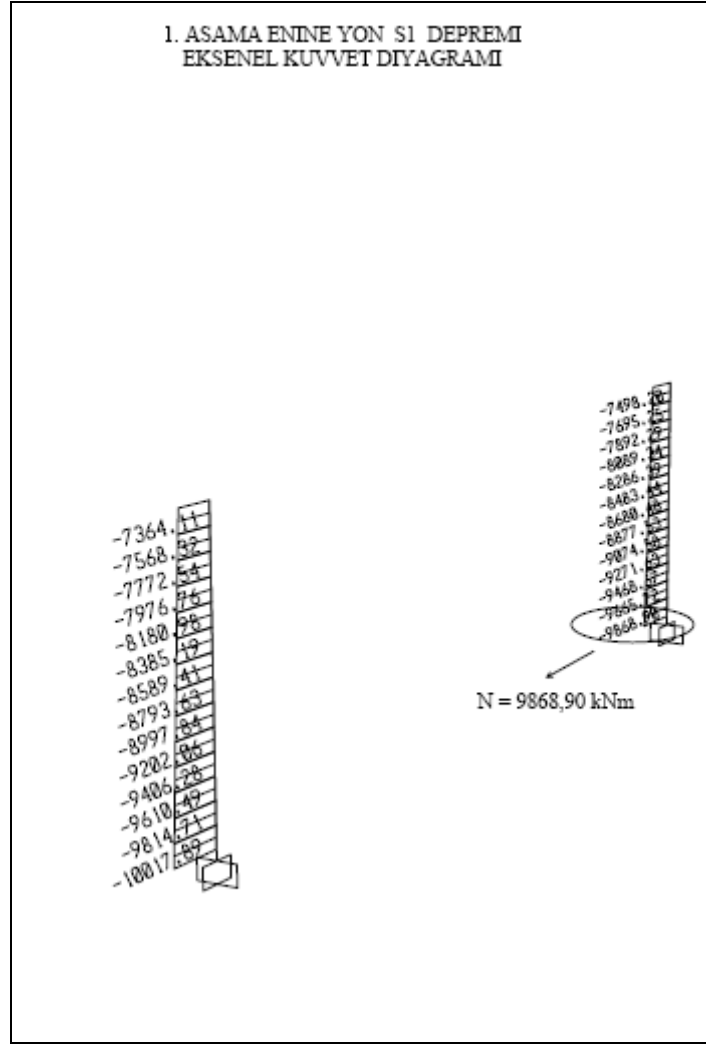
Viyadüğün deprem takozları ile tutulu olduğu mevcut model 1. Aşama olarak adlandırılmıştır. S1 ve S2 deprem senaryolarına göre pushover analizi neticesinde orta ayaklarda oluşan kuvvetler SAP 2000 programından alınmış ve bu elemanlara ait program ıktıları aşağıda verilmiştir.



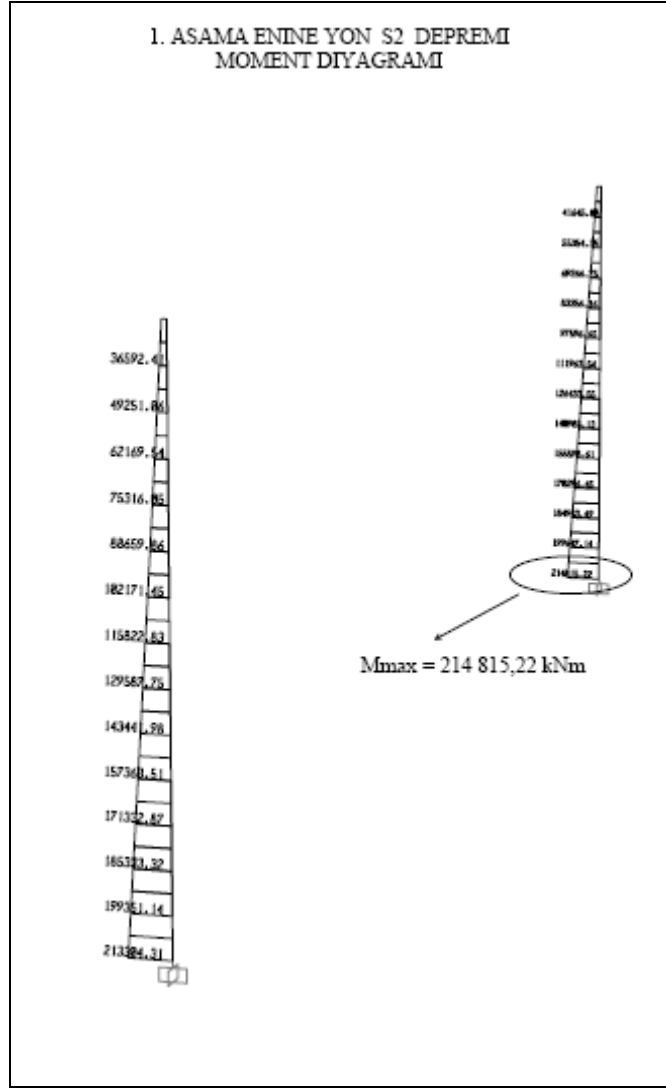
**Şekil EK.B1:** 1.Aşama Enine Yön S1 Depremi Viyadük Ayağı (Kolon) Moment Diyagramı



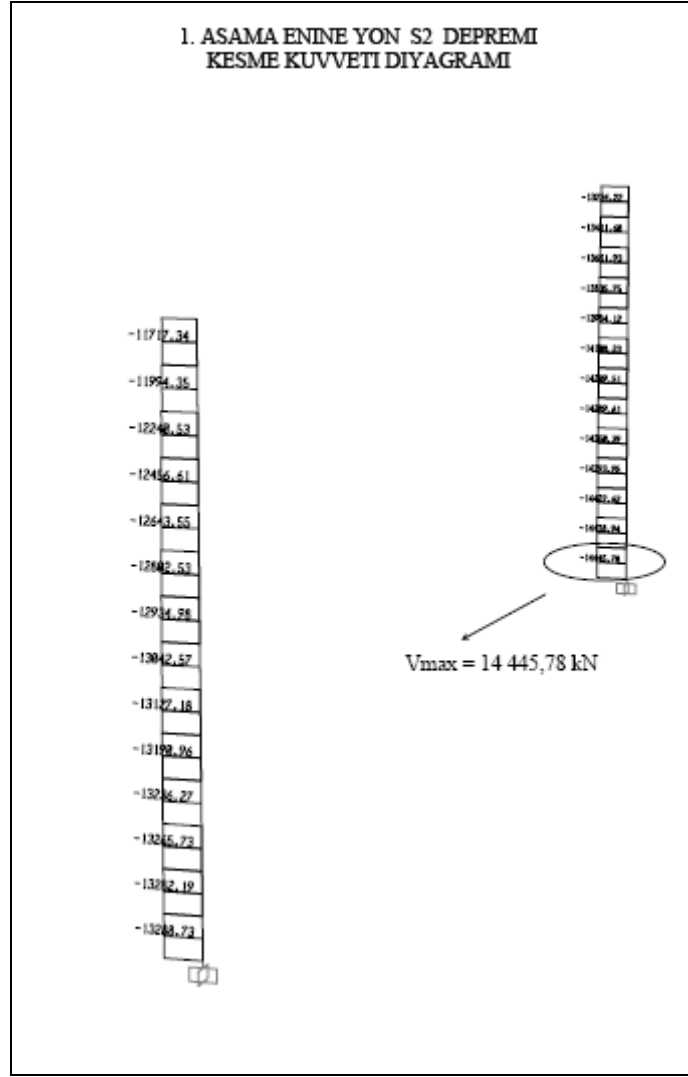
**Şekil EK.B2:** 1.Aşama Enine Yön S1 Depremi Viyadük Ayağı (Kolon) Kesme Kuvveti Diyagramı



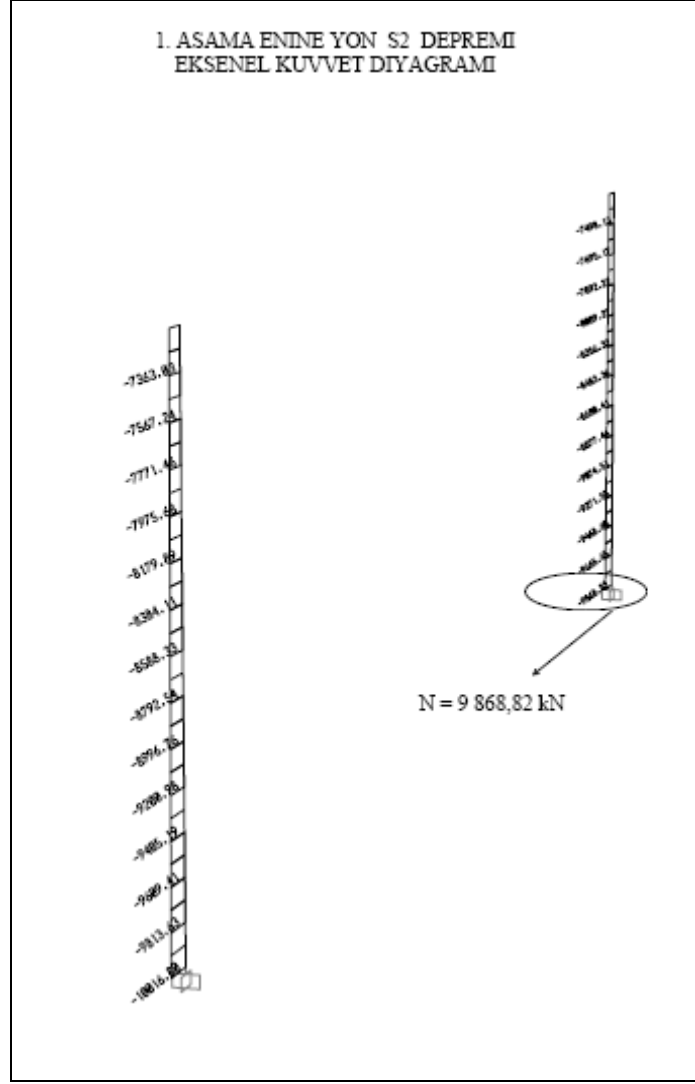
**Şekil EK.B3:** 1.Aşama Enine Yön S1 Depremi Viyadük Ayağı (Kolon) Eksenel Kuvvet Diyagramı



**Şekil EK.B4:** 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Viyadük Ayağı (Kolon) Moment Diyagramı



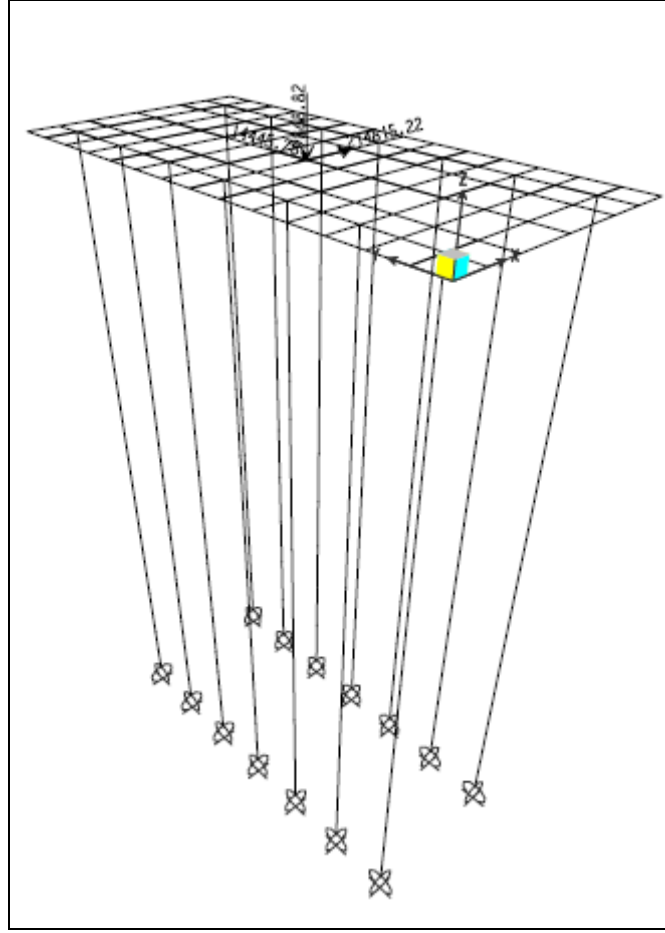
**Şekil EK.B5:** 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Viyadük Ayağı (Kolon) Kesme Kuvveti Diyagramı



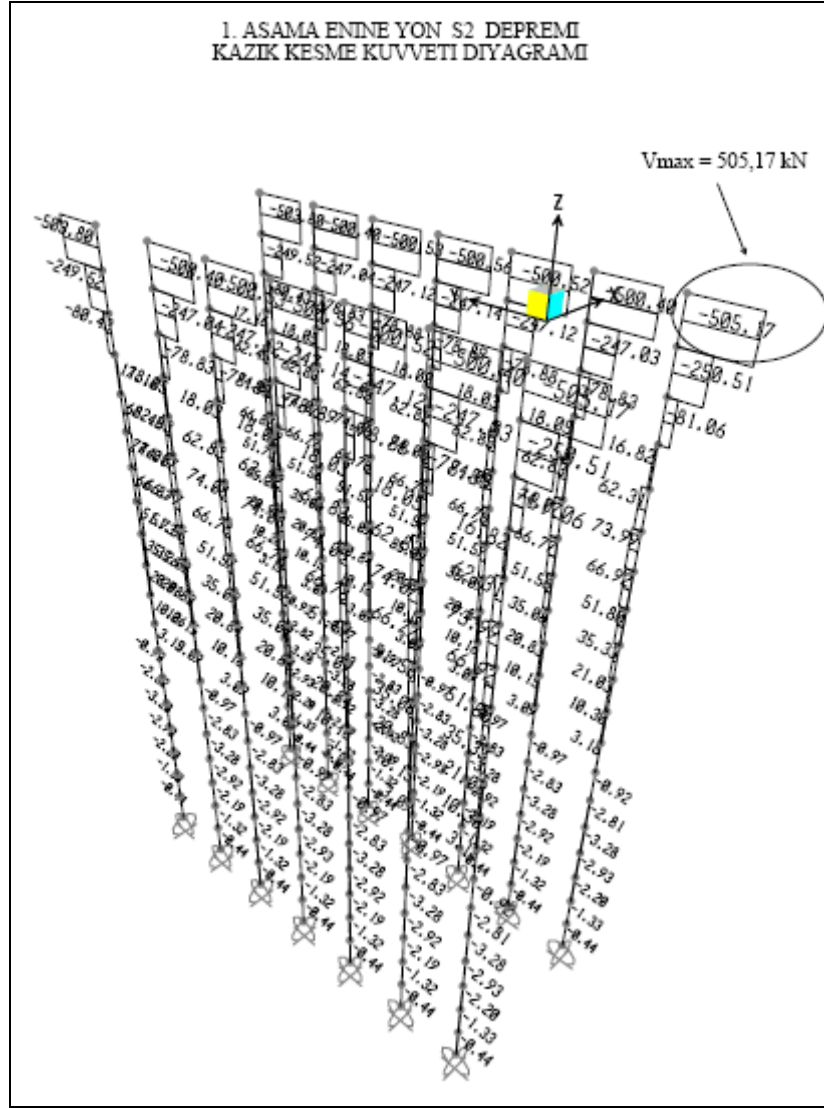
Şekil EK.B6: 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Viyadük Ayağı (Kolon) Eksenel Kuvvet Diyagramı

## **EK C.**

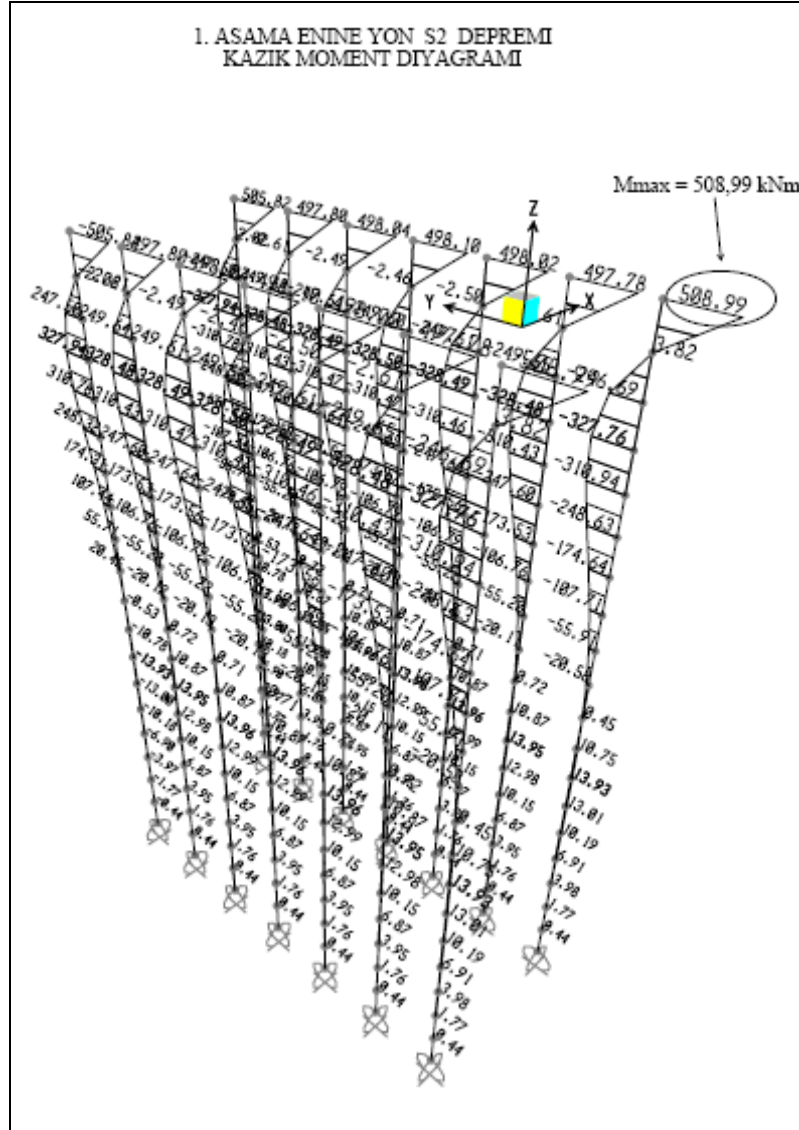
1. Aşama pushover analizin son aşamasında orta ayaklarda oluşan moment, kesme kuvveti ve normal kuvvet büyüklükleri temele etkilerek kazıkların kontrolü yapılmıştır. SAP2000 programında oluşturulan temel modeline ait program çıktıları aşağıda verilmiştir.



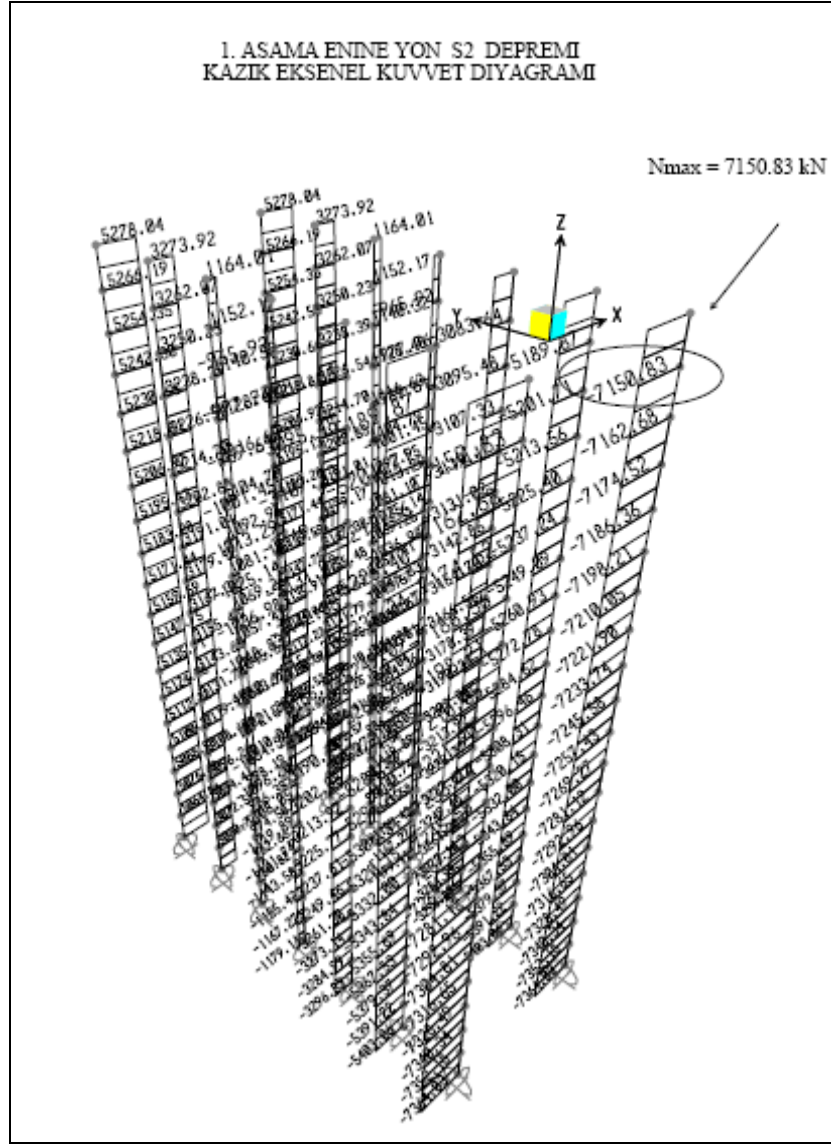
Şekil EK.C1: 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Temele Etkitilen Kuvvetler



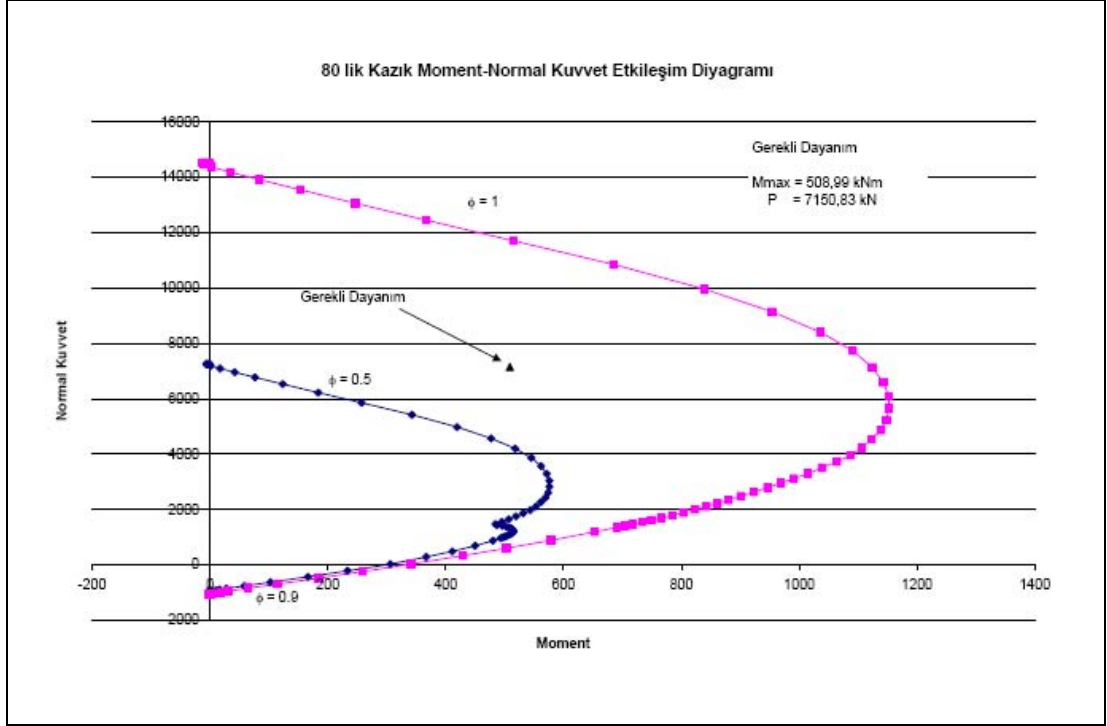
Şekil EK.C2: 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Kazık Kesme Kuvveti Diyagramı



Şekil EK.C3: 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Kazık Moment Diyagramı



Şekil EK.C4: 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Kazık Eksenel Kuvvet Diyagramı



**Şekil EK.C5: 1.Aşama Enine Yön S2 Depremi Kazık Moment-Normal Kuvvet Etkileşim Diyagramı**

Kazıktaki maksimum basınç 7150,80kN, maksimum moment ise 508,99 kNm dir. Bu değerlere karşılık gelen nokta Şekil EK.C5 de de görüleceği üzere kazık moment-normal kuvvet etkileşim diyagramında azaltılmış eğrinin dışında kaldığından kazıklar gerekli dayanımı sağlamamıştır.

### Köprü Enine Yönünde Kazık Kesme Hesabı

Köprü enine yönünde itme analiz son adımdan en büyük kesit tesirleri temel etkiltilerek kazık kesme tahkiki yapılmıştır.

Taşıma gücü azaltma katsayısı	$\phi=0.85$ (AASHTO 8.16.1.2.2.a)
Kazık Çapı	800 mm
Kazık kesit alanı :	$A_g=502655 \text{ mm}^2$
Karakteristik beton basınç dayanımı :	$f_c'=20 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı :	$f_y=420 \text{ N/mm}^2$
Faydalı yükseklik :	$d=725 \text{ mm}$
Kesit genişliği :	$b_w=800 \text{ mm}$
Kesme kuvveti :	$V_u=505170 \text{ N}$
Normal kuvveti :	$P_u=7150830 \text{ N}$

Etriye sıkılaştırma bölgesinde

Betonun karşıladığı kesme kuvveti  $V_c$

$$V_c = 24.1 \left[ 0.0068 + \frac{N}{2000 \cdot A_g} \right] \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad V_c = 869726.6 \text{ N}$$

Donatı 10  $\phi$  15

$$\text{Donatının karşıladığı kesme kuvveti } V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad V_s = 318871.4 \text{ N}$$

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

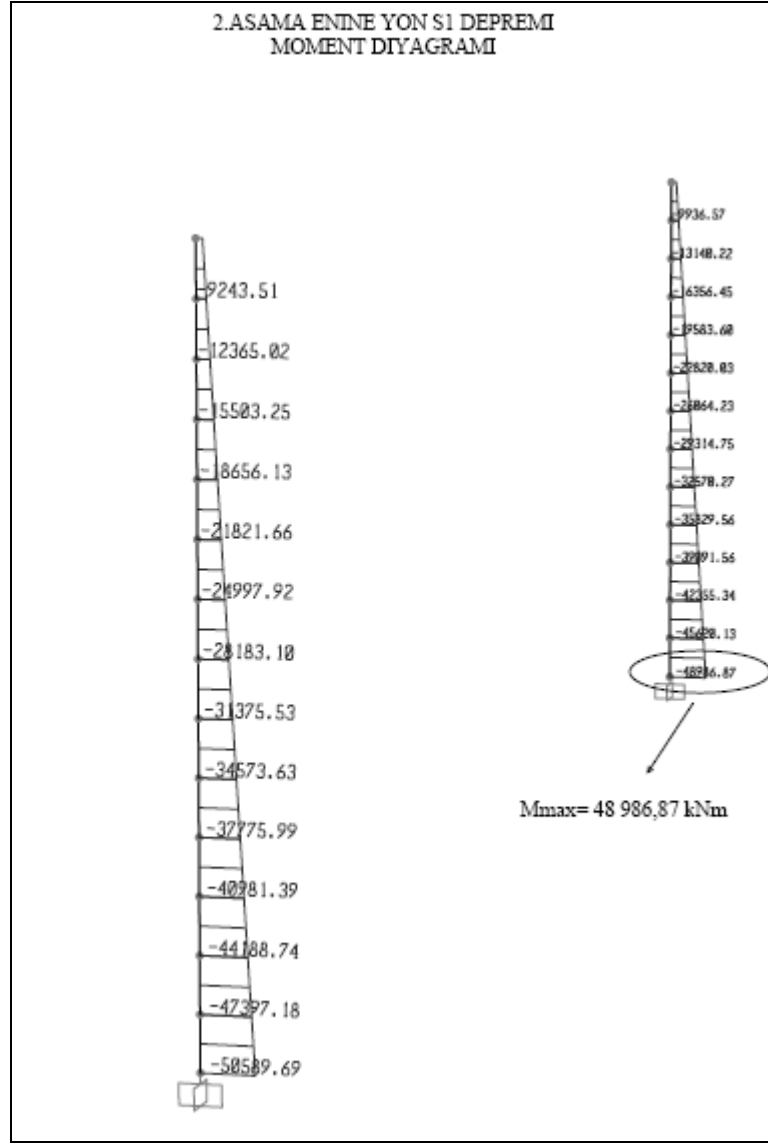
$$V_u = 505170 \text{ N} < \phi(V_c + V_s) = 1010308 \text{ N}$$

Köprü enine yönde kazık kesme güvenliğini sağlanmaktadır.

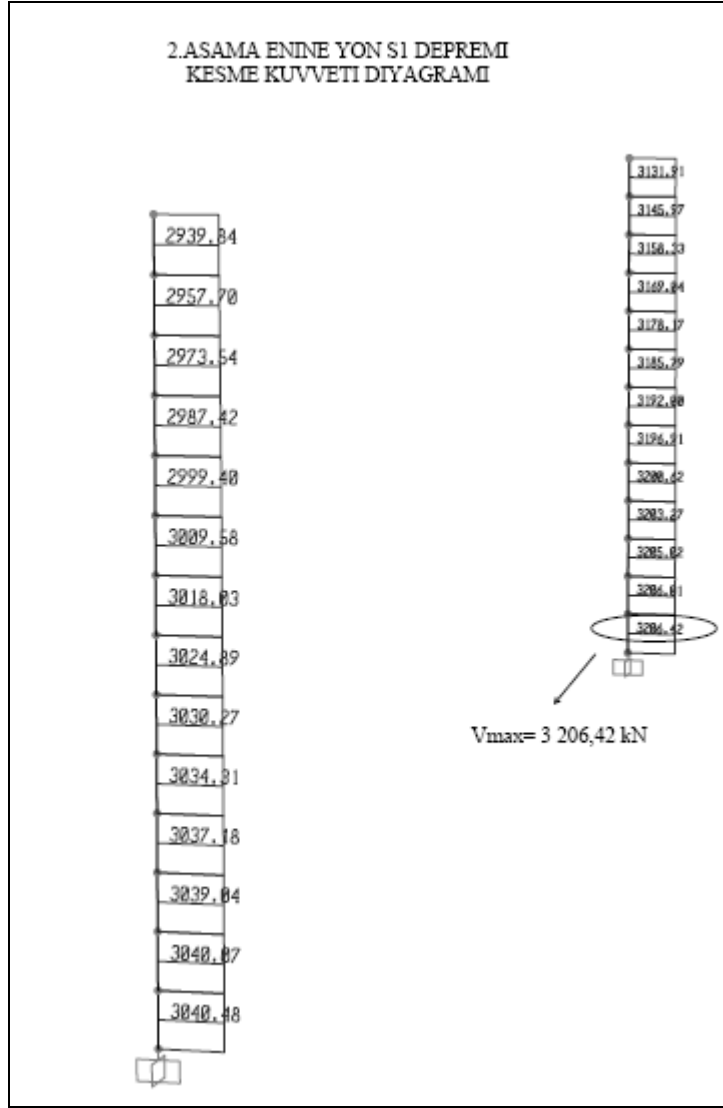
**Şekil EK.C6:** 1.Aşama Köprü Enine Yönde Kazık Kesme Hesabı

## **EK D.**

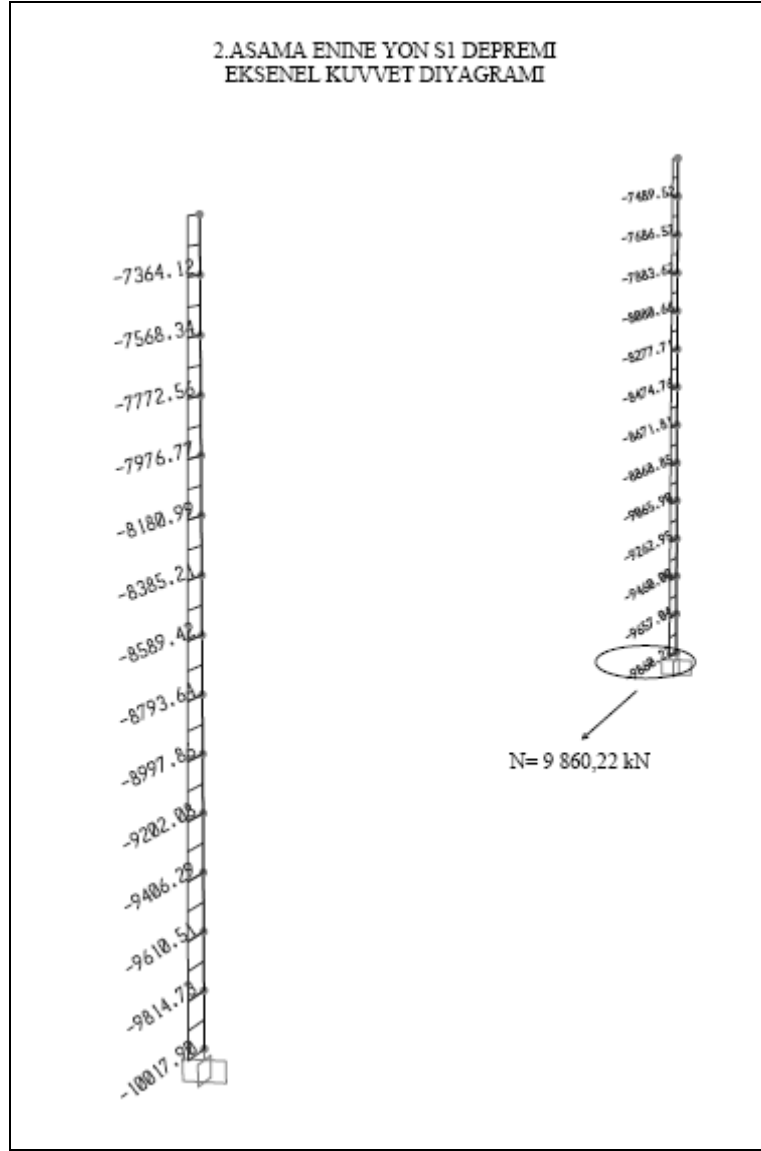
2. Aşamada enine ve boyuna yönde deplasmanı sınırlayan deprem takozları kırılarak altyapıya giden deprem yükünü azaltmak için kayar mesnetler oluşturulmuştur. Kayıcı mesnetli köprü modeli SAP2000 programında oluşturulmuş ve S1 ve S2 deprem senaryoları için orta ayaklarda meydana gelen kuvvetler aşağıda verilmiştir.



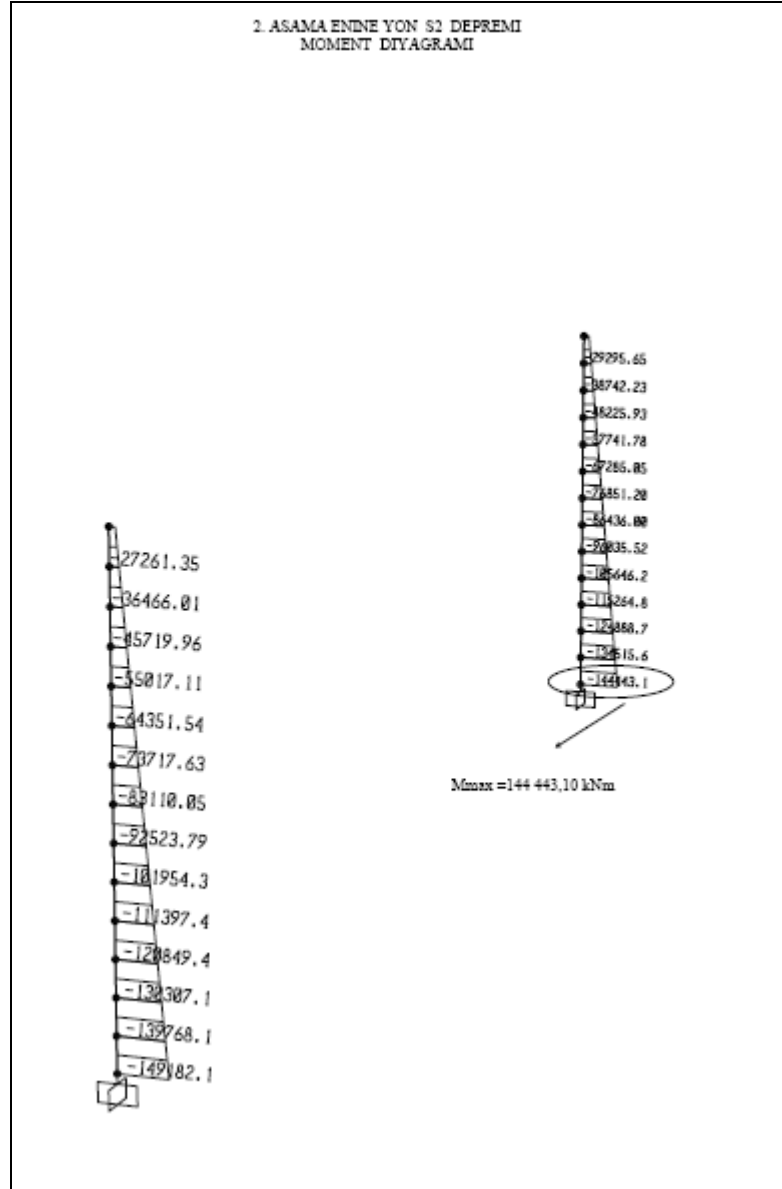
Şekil EK.D1: 2.Aşama Enine Yönde S1 Depremi Moment Diyagramı



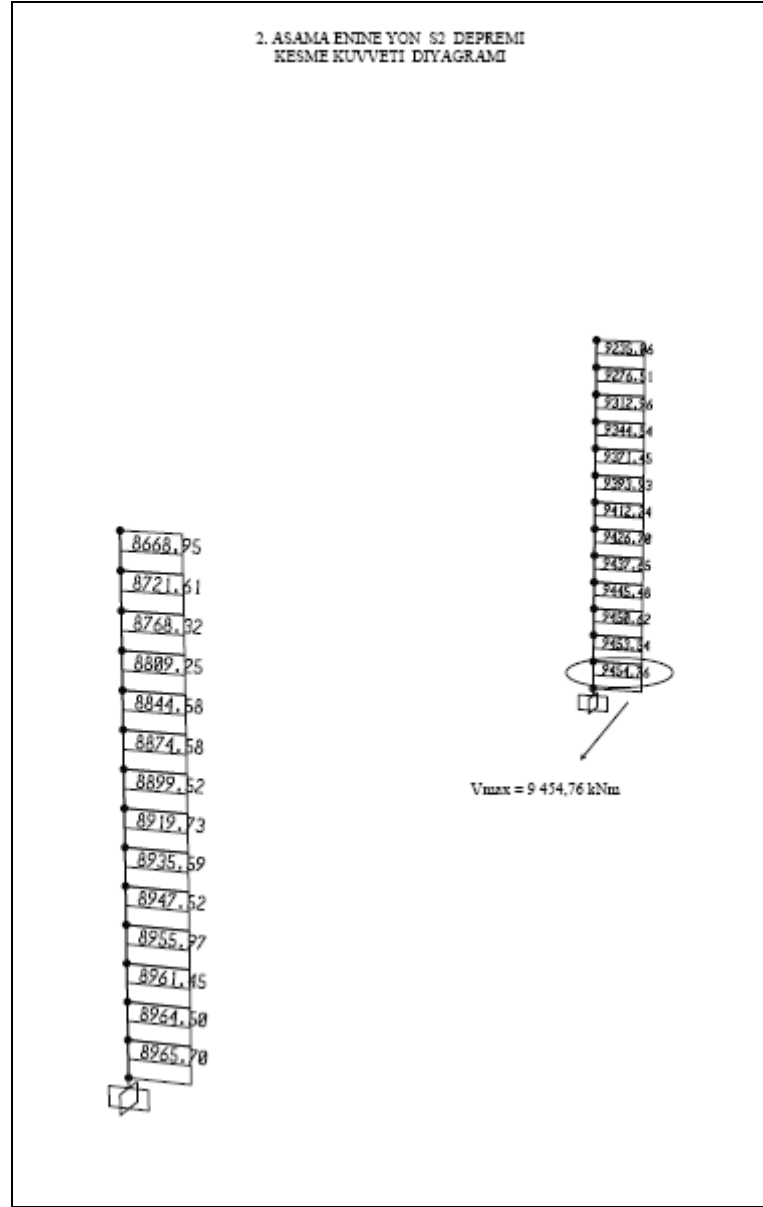
Şekil EK.D2: 2.Aşama Enine Yönde S1 Depremi Kesme Kuvveti Diyagramı



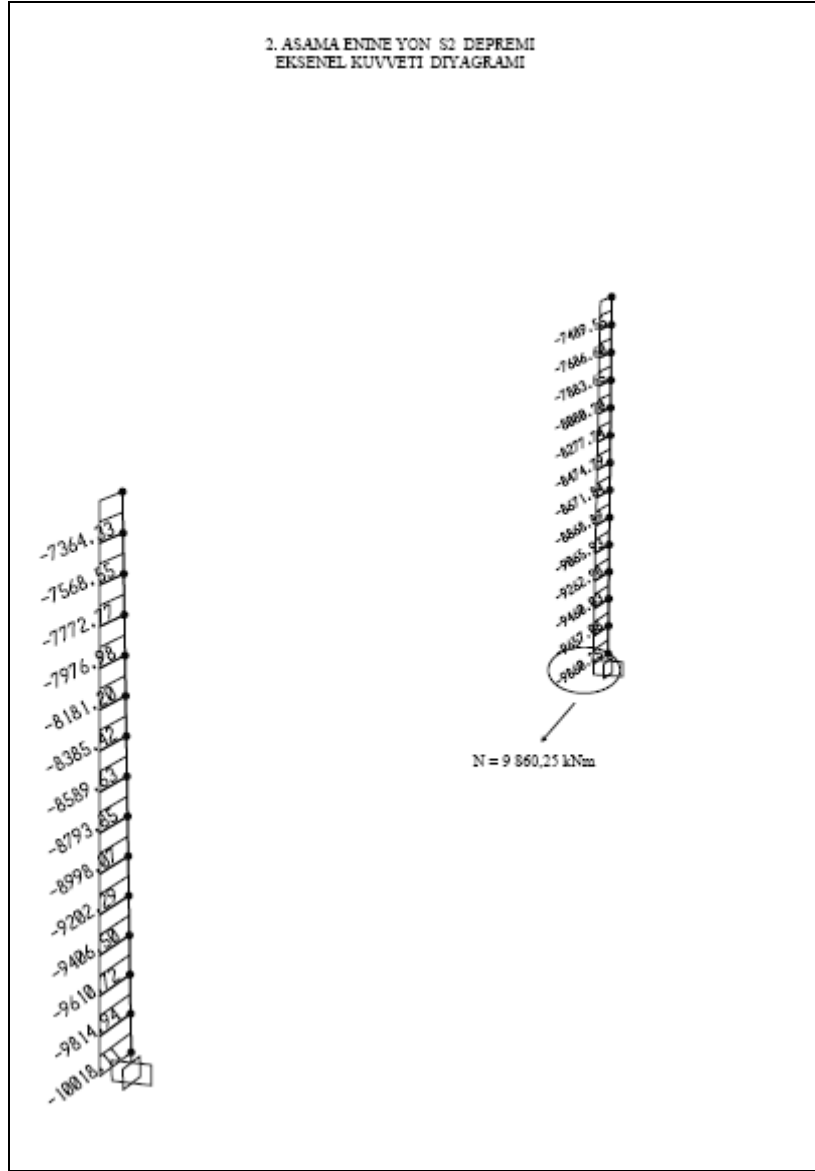
Şekil EK.D3: 2.Aşama Enine Yönde S1 Depremi Eksenel Kuvvet Diyagramı



Şekil EK.D4: 2.Aşama Enine Yönde S2 Depremi Moment Diyagramı



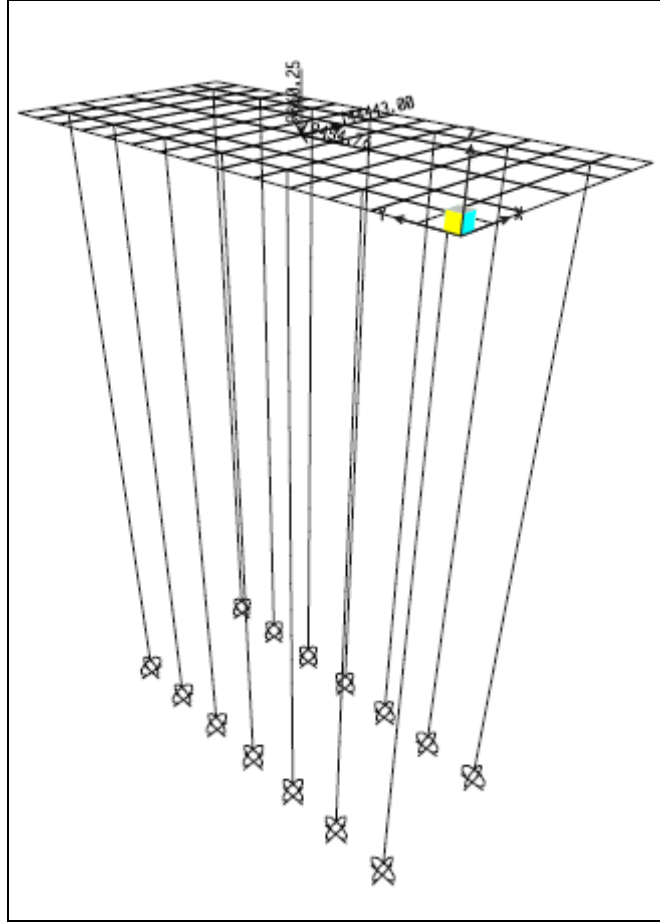
Şekil EK.D5: 2.Aşama Enine Yönde S2 Depremi Kesme Kuvveti Diyagramı



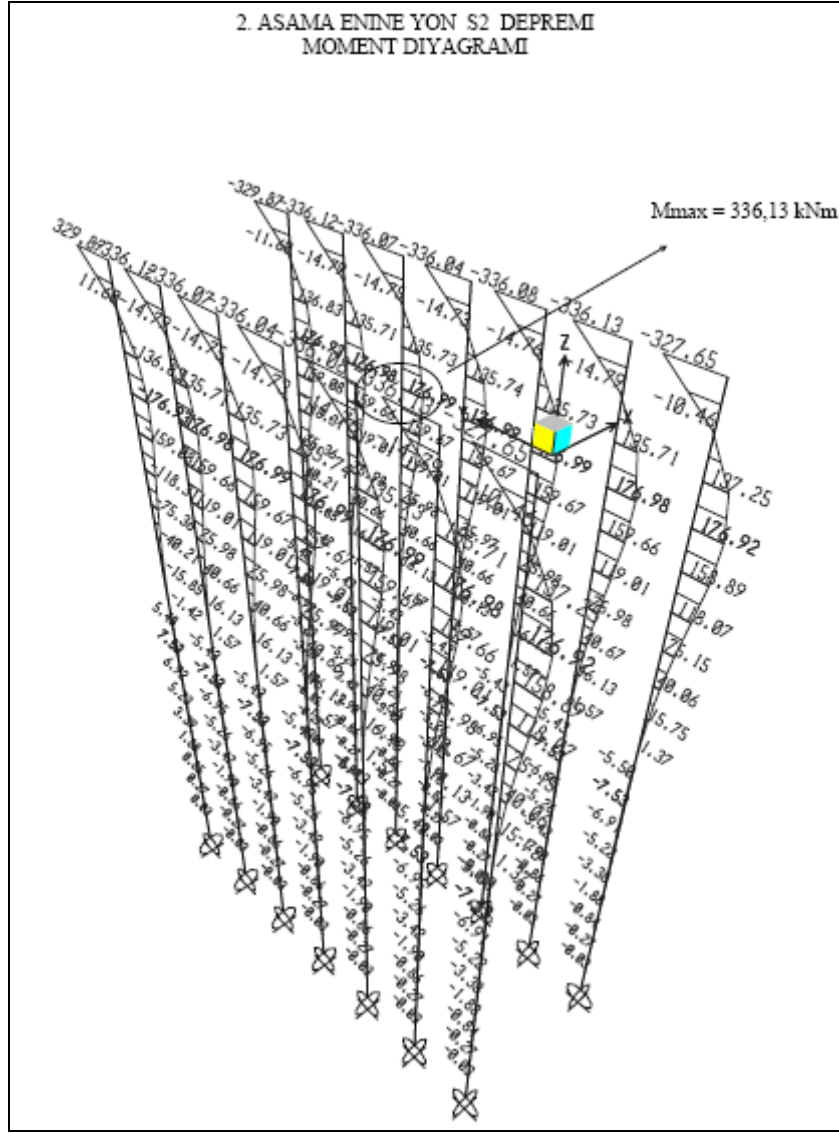
Şekil EK.D6: 2.Aşama Enine Yönde S2 Depremi Normal Kuvvet Diyagramı

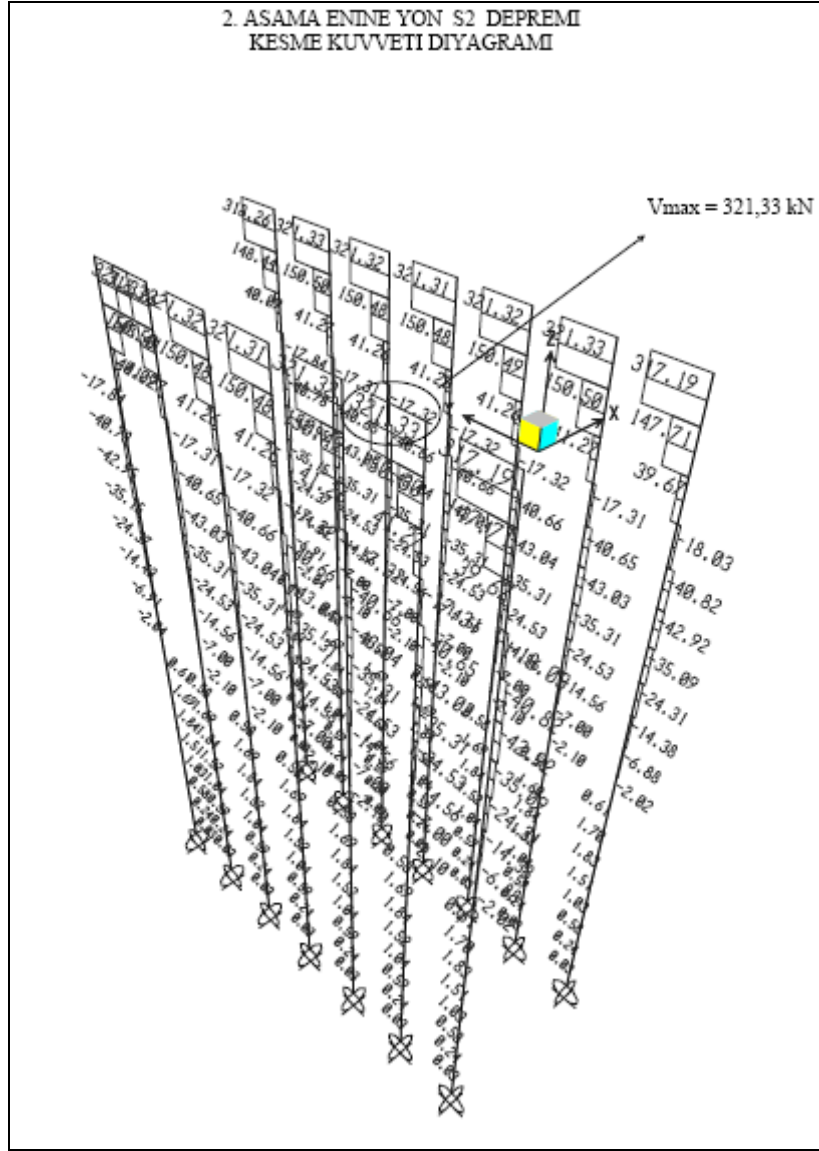
## **EK E.**

2. Aşama pushover analizin son aşamasında orta ayaklarda oluşan moment, kesme kuvveti ve normal kuvvet büyüklükleri temele etkilerek kazık kontrolü yapılmıştır. SAP2000 programında oluşturulan temel modeline ait program çıktıları aşağıda verilmiştir.

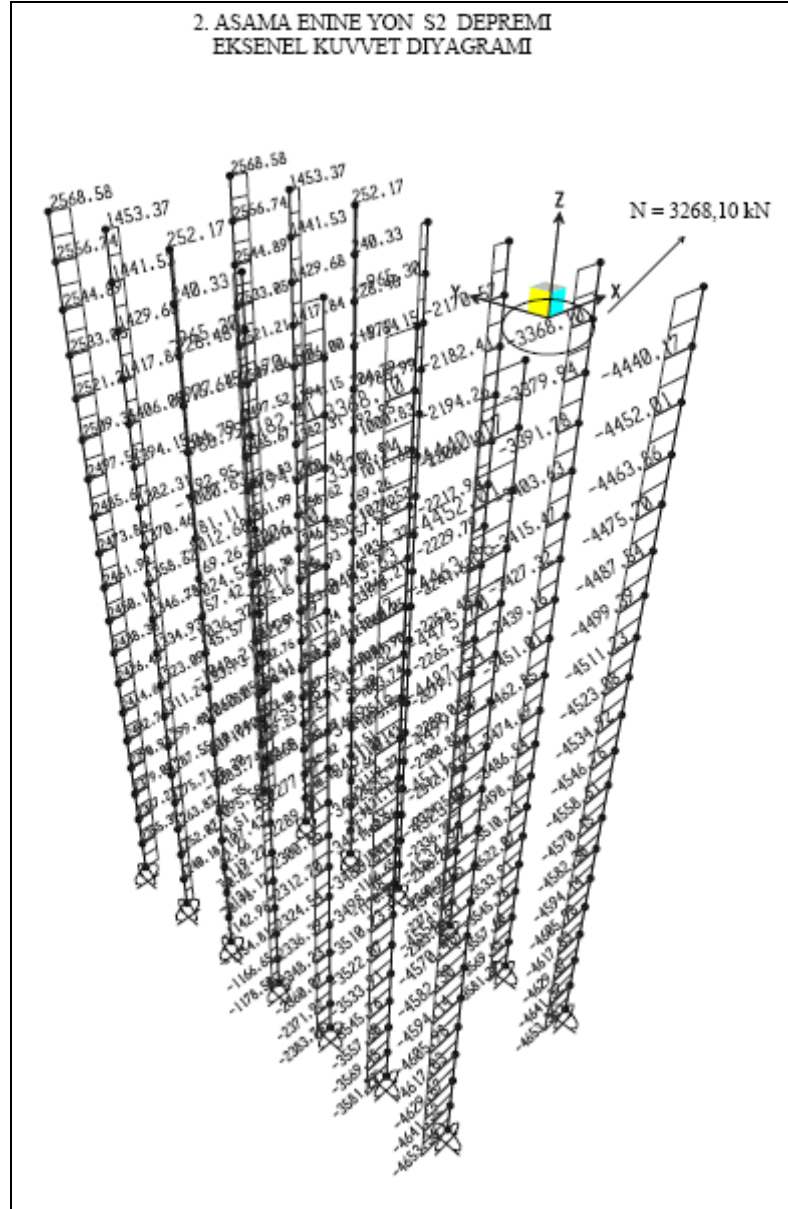


Şekil EK.E1: 2.Aşama Enine Yönde S2 Depremi Temellere Etkitilen Kuvvetler

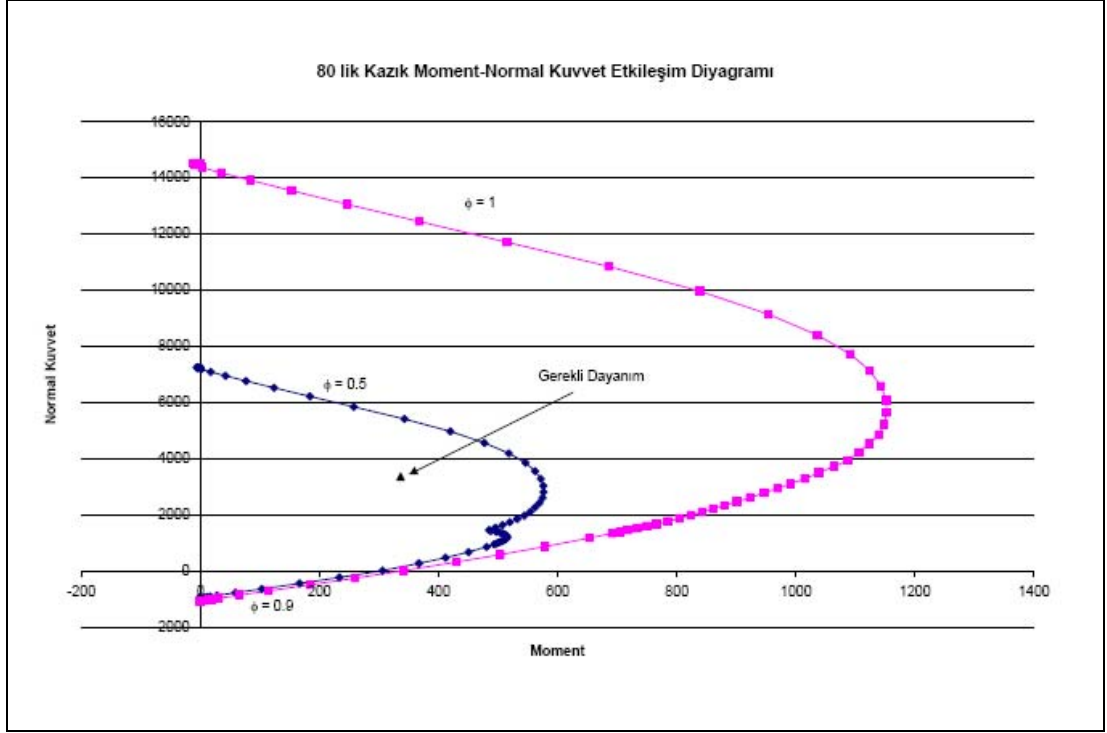




Şekil EK.E3: 2.Aşama Enine Yönde S2 Depremi Kazık Kesme Kuvveti Diyagramı



**Şekil EK.E4: 2.Aşama Enine Yönde S2 Depremi Kazık Eksenel Kuvvet Diyagramı**



**Şekil EK.E5: 2.Aşama Enine Yön S2 Depremi Kazık Moment-Normal Kuvvet Etkileşim Diyagramı**

Deprem takozları kırılarak, üstyapının serbest salınım yapmasına izin verilen 2. aşama da maksimum moment ve normal kuvvete karşılık gelen nokta moment-normal kuvvet etkileşim diyagramında azaltılmış eğrinin içerisinde kaldığı için kazıklar gerekli dayanımı sağlamışlardır.

### Köprü Enine Yönünde Kazık Kesme Hesabı

Köprü enine yönünde itme analiz son adımdan en büyük kesit tesirleri temel etkililerek kazık kesme tahkiki yapılmıştır.

Taşıma gücü azaltma katsayısı	$\phi=0.85$ (AASHTO 8.16.1.2.2.a)
Kazık Çapı	800 mm
Kazık kesit alanı :	$A_g=502655 \text{ mm}^2$
Karakteristik beton basınç dayanımı :	$f_c'=20 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı :	$f_y=420 \text{ N/mm}^2$
Faydalı yükseklik :	$d=725 \text{ mm}$
Kesit genişliği :	$b_w=800 \text{ mm}$
Kesme kuvveti :	$V_u=321330 \text{ N}$
Normal kuvveti :	$P_u=3268100 \text{ N}$

Etriye sıklaştırma bölgesinde

Betonun karşıladığı kesme kuvveti  $V_c$

$$V_c = 24.1 \left[ 0.0068 + \frac{N}{2000 \cdot A_g} \right] \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad V_c = 628293.2 \text{ N}$$

Donatı 10  $\phi$  15

$$\text{Donatının karşıladığı kesme kuvveti } V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad V_s = 318871.4 \text{ N}$$

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_u = 321330 \text{ N} < \phi (V_c + V_s) = 805090 \text{ N}$$

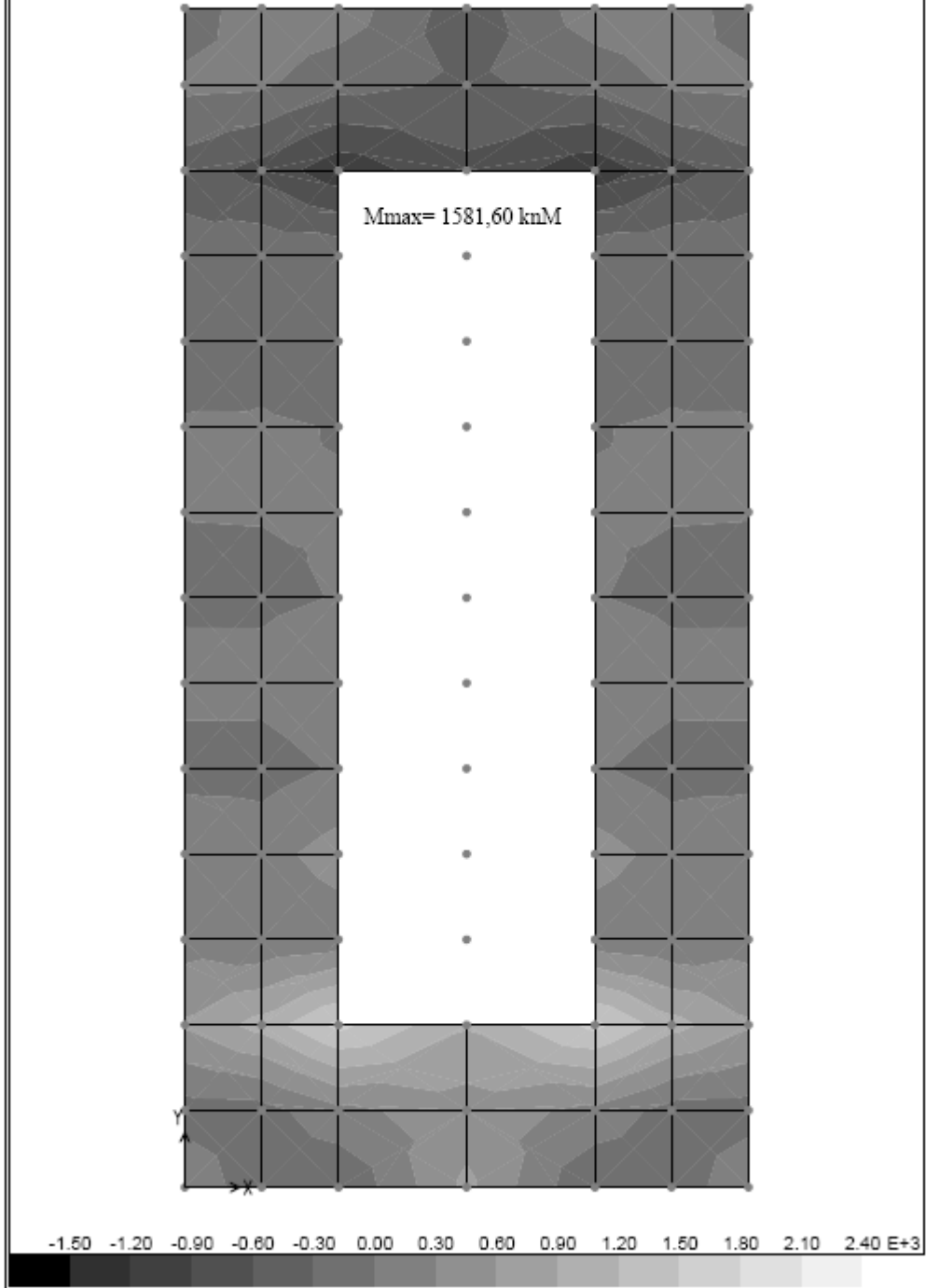
Köprü enine yönde kazık kesme güvenliğini sağlanmaktadır.

**Şekil EK.E6:** 2.Aşama Viyduk Enine Yönde Kazık Kesme Hesabı

## **EK F.**

Kazık başlığında viyadük enine yönünde meydana gelen moment dağılımı plak elemanlar üzerinde Şekil Ek.F1 ile gösterilmiştir. Moment değerlerine karşı gelen donatılar ise XTRACT programı ile kontrol edilmiştir. Kesitteki mevcut donatının hesap modelinden okunan en büyük kesit tesirlerini güvenle taşıdıkları gösterilmiştir.

## TEMEL MOMENT DIYAGRAMI



Şekil EK.F1: Kazık Başlığı Viyadük Enine Yönünde Moment Değeri

# XTRACT Analysis Report

Özge DEDEOĞLU

Section Name: Section1

01.12.2007

Loading Name: 1

Kazık Başlık

Analysis Type: Moment Curvature

Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

X Centroid: .5000 m  
Y Centroid: .7420 m  
Section Area: 1.500 m<sup>2</sup>

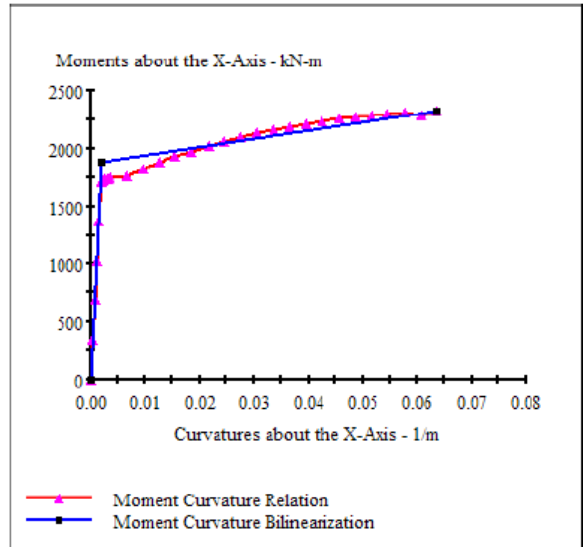
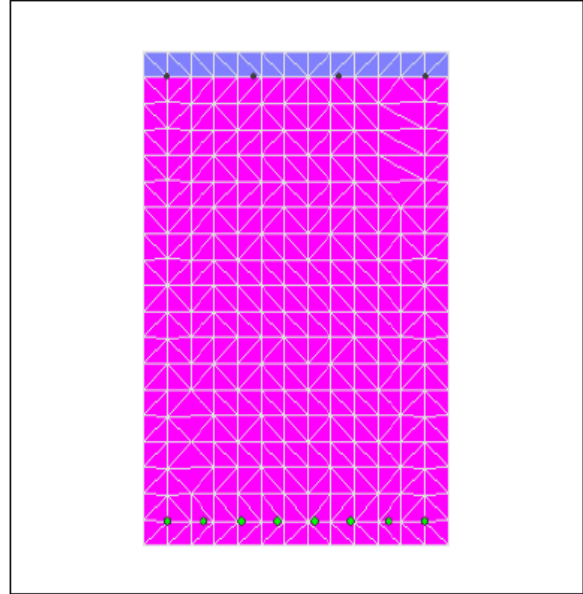
## Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Sargısız  
Failure Strain: 6.000E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: 0 1/m  
Curvature at First Yield: -1.780E-3 1/m  
Ultimate Curvature: -63.70E-3 1/m  
Moment at First Yield: -1712 kN-m  
Ultimate Moment: -2322 kN-m  
Centroid Strain at Yield: .9129E-3 Tension  
Centroid Strain at Ultimate: 43.84E-3 Tension  
N.A. at First Yield: -.5130 m  
N.A. at Ultimate: -.6882 m  
Energy per Length: 131.6 kN  
Effective Yield Curvature: 1.957E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1882 kN-m  
Over Strength Factor: -1.234  
EI Effective: 9.62E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 7.128E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .7412 %  
Curvature Ductility: 32.56

KAZIK BASLIGINA ETKİYEN  
MOMENT 1581,60 kNm  
0,9 x Eff.yield Moment = 1693,80 kNm  
1581,60 < 1693,80 olduğundan gerekli  
egilme sarti sağlanmıştır.



Şekil EK.F2: Viyadük Enine Yönünde Temel Alt Donatısı İçin Güçlendirilmiş Temelde Moment-Eğrilik Diyagramı





## **ÖZGEÇMİŞ**

Özge ELMAS, 1979 yılında Trabzon'da doğmuştur. İlk ve orta öğrenimini sırasıyla, Trabzon Fatih İlkokulu, Trabzon Cumhuriyet Ortaokulu'nda; lise öğrenimini ise Trabzon Fatih Lisesinde yapmıştır. 1998 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmıştır. 2003 yılında lisans öğrenimini tamamladıktan sonra, 2004 yılında İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem Mühendisliği Programında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır. Evli olan Özge ELMAS, Turan Hazinedaroğlu İnşaat Ticaret A.Ş. firmasına bağlı Teknik Ofis Mühendisi olarak görev yapmaktadır.