İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KÖPRÜLERİN DEPREM PERFORMANSININ İTME ANALİZİ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ VE BAYRAMPAŞA KÖPRÜSÜNÜN GÜÇLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Batbayar GANBAT

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

OCAK 2008

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KÖPRÜLERİN DEPREM PERFORMANSININ İTME ANALİZİ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ VE BAYRAMPAŞA KÖPRÜSÜNÜN GÜÇLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Batbayar GANBAT
(501041141)

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

Tez Danışmanı : **Prof.Dr. Kadir GÜLER**

Diğer Jüri Üyeleri **Prof.Dr. Metin AYDOĞAN**

Doç.Dr. Mustafa ZORBOZAN

OCAK 2008

ÖNSÖZ

Bugünlere gelmemde üzerimde çok büyük emekleri geçen sevgili anne ve babama, tez çalışmam sırasında yardımlarını esirgemeyen değerli hocam Sayın Prof. Dr. Kadir GÜLER'e, Moğolistan'da birlikte görev yaptığımız Fehmi Fikri AKUN'a, ayrıca konu hakkındaki bilgilerini benimle paylaşan arkadaşlarım Tuya LKAGVA, Emre Serdar YÜKSEL, Musa BODUROĞLU, Mehmet ERİNÇER, Esra NAMLI, Uğur ÇALIŞKAN ve Sedat MAVUZER ile tüm EMAY mesai arkadaşlarıma teşekkürü bir borç bilirim.

Ocak, 2008 Batbayar GANBAT

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR **vii**
TABLO LİSTESİ **viii**
ŞEKİL LİSTESİ **x**
SEMBOL LİSTESİ **xiv**
ÖZET **xvi**
SUMMARY **xvii**

1. GİRİŞ **1**

2. KÖPRÜ ONARIM VE GÜÇLENDİRMESİ **3**
2.1 Onarım ve Güçlendirme Tanımı 3
2.2 Güçlendirme Nedenleri 4
2.3 Mevcut Yapıların Güçlendirilmesinin Avantajları 4
2.4 Güçlendirme Yöntemleri 4
2.5 Güçlendirme Yöntemi Seçimi Kriterleri 4
2.6 Güçlendirme Yöntemi Seçimi 5
2.7 Mantolama Yöntemi ile Diğer Yöntemlerin Karşılaştırılması 5
2.8 Onarım ve Güçlendirmede Kullanılan Malzemeler 5

3. KÖPRÜ VİYADÜKLERİNİN DOĞRUSAL ELASTİK VE DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ **7**
3.1 Deprem Etkisi Altında Performans Değerlendirilmesi 7
3.1.1 Dayanıma göre performans değerlendirilmesi 9
3.1.2 Şekil değiştirmeye göre performans değerlendirilmesi 9
3.1.3 Şekil değiştirmeye göre değerlendirmede hedeflenen performans ve deprem düzeyleri 10
3.2 Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi 11
3.2.1 Plastik mafsal hipotezi 11
3.2.2 Plastik mafsal boyu 11
3.2.3 Plastik mafsal kesitinde moment–eğrilik ve moment–plastik dönme ilişkileri 11
3.3 Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri 13
3.3.1 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz 13
3.3.2 Doğrusal olmayan itme analizi 13

3.4 Tek Modlu Doğrusal Olmayan Analiz 16
3.4.1 Eşdeğer deprem yükünün dağılımı 16
3.4.2 İtme eğrisinin elde edilmesi 16
3.4.3 Modal kapasite diyagramının elde edilmesi 17
3.4.4 Modal deprem isteminin belirlenmesi 18
3.4.5 Plastik dönme, yer değiştirme ve iç kuvvet istemlerinin belirlenmesi 22
3.5 Çok Modlu Doğrusal Olmayan İtme Analizi 22
3.6 Köprü Elemanlarında Şekil Değiştirme İstemlerinin Belirlenmesi 22
3.6.1 Plastik eğrilik ve toplam eğrilik istemlerinin belirlenmesi 22
3.7 Kesme Tahkikleri ve Elastomer Mesnet Deformasyonlarının Tahkikleri 23
3.8 Şekil Değiştirme ve İç Kuvvet Kapasiteleri 24
3.9 Temellerin İncelenmesi 25

4. MEVCUT KÖPRÜNÜN YERİNDE İNCELENMESİ 26
4.1. Köprü Hakkında Genel Açıklamalar 26
4.2. Köprü Yerinde Yapılan İnceleme ve Malzeme Deneyleri 29
4.2.1 Söz konusu köprünün konumu 29
4.2.2 Yapılan inceleme ve çalışmalar 29
4.2.2.1 Betonarme hasarları 30
4.2.2.2 Mesnetlerdeki hasarları 31
4.2.2.3 Gözlenen hasarları 32
4.3. Araştırma Sonuçları ve Öneriler 33

5. MEVCUT KÖPRÜNÜN TANITILMASI 36
5.1. Mevcut Köprünün Özellikleri 36
5.2. Malzeme Özellikleri 37
5.2.1 Beton özellikleri 37
5.2.2 Çelik özellikleri 39
5.3. Deprem Spektrumu 40
5.4. Zemin Parametreleri 41

6. MEVCUT KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL ELASTİK HESABI 43
6.1. SAP 2000'de Modellenme Detayları 43
6.2. Yapılan Hesap Hakkında Açıklamalar 44
6.3. Modal Analiz Sonuçları 46
6.4. Kolon Eğilme Donatısı Hesabı 50
6.5. DBYBHY 2007’ ye Göre Yapının Hasar Düzeyinin Belirlenmesi 54
6.6. Kolon Kayma Donatısı Hesabı 56
6.6.1 Köprü boyuna yönünde kayma donatısı hesabı 56
6.6.2 Köprü enine yönünde kayma donatısı hesabı 57

6.6.3 Köprü boyuna yönünde sargı donatısı hesabı 57
6.6.4 Köprü enine yönünde sargı donatısı hesabı 58

7. MEVCUT KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ 59
7.1 SAP 2000'de Modelleme Detayları 59
7.1.1 Çatlamış kesit hesabı 59
7.1.2 Plastik mafsal boyu hesabı 60
7.1.2 Plastik mafsal özelliklerinin SAP 2000 programında tanımlanması 60
7.2 Yapılan Hesaplar Hakkında Açıklamalar ve İtme Analizi İşlemi 63
7.3 SAP 2000 Modal Analiz Sonucu 70
7.4 Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi 73
7.5 Performans Hedeflerinin Kontrolü 76

8. GÜÇLENDİRİLMİŞ KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI 82
8.1 Güçlendirilmiş Köprünün Hesapları Hakkında Açıklama 82
8.2 Güçlendirilmiş Köprünün Özellikleri 82
8.3 Güçlendirilmiş Köprüde Yük Analizi 83
8.4 SAP2000' de Güçlendirilmiş Köprünün Modellenmesi 84
8.4.1 SAP 2000' de tanımlanacak kesit özellikleri 85
8.4.2 Elastomer hesabı 86
8.5 Güçlendirilmiş Köprü Modal ve İtme Analizi Sonucu 88
8.6 Güçlendirilmiş Köprü Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi 91
8.7 Performans Hedeflerinin Kontrolü 94
8.8 Güçlendirilmiş Kolonun Kayma Hesabı 98
8.8.1 Köprü boyuna yönünde kolonun kayma hesabı 98
8.8.2 Köprü enine yönünde kayma hesabı 98
8.8.3 Köprü boyuna yönünde sargı donatısı hesabı 99
8.8.4 Köprü enine yönünde sargı donatısı hesabı 99
8.9 Güçlendirilmiş Başlık Kirişi Hesabı 100
8.9.1 SAP 2000 başlık kirişi modeli detayı 101
8.9.2 Güçlendirilmiş köprüde yük analizi 102
8.9.2.1 Standart trafik yükü 102
8.9.2.2 Yaya yükü 103
8.9.2.3 Fren kuvveti 103
8.9.2.4 Sıcaklık etkisi 104
8.9.3 Yükleme kombinasyonları 104
8.9.4 Başlık kirişi eğilme hesabı 105
8.9.5 Başlık kirişinde kesme donatısı hesabı 106
8.10 Temel Hesabı 107
8.10.1 Mevcut temel hesabı 109

8.10.2 Temel güçlendirme hesabı 110
8.10.2.1 Güçlendirilmiş temel eğilme tahkiki 112
8.10.2.2 Güçlendirilmiş temel sisteminde kayma donatısı tahkiki 113
8.10.2.3 Mevcut temel ve ek temel birleşim yerindeki saplama donatılarının kesme sürtünmesi hesabı 113
8.10.2.4 Kolon boyuna donatısının temel ankraj derinliği ve ankraj reçine hesabı 115

9. SONUÇLAR 117

KAYNAKLAR 120

EKLER 121

ÖZGEÇMİŞ 150

KISALTMALAR

AASHTO	: American Associatioan of State Highway and Transportation Officials
CALTRANS	: California Transportatioan
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
SAP	: Structural Analysis Program

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 3.1	Elastomer sınır değeri	24
Tablo 3.2	Betonarme kesitler için performans seviyeleri	24
Tablo 3.3	Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları	24
Tablo 5.1	Kolon yükseklikleri	37
Tablo 6.1	Modal katılım oranları	47
Tablo 6.2	Köprü boyuna ve enine yönünde kolon kapasitesi	52
Tablo 6.3	Eğilme momenti kapasite hesabı	52
Tablo 6.4	DBYBHY 2007 Tablo 7.3	54
Tablo 6.5	Köprü boyuna yönünde kolon etki kapasite oranları	55
Tablo 6.6	Köprü enine yönünde kolon etki kapasite oranları	55
Tablo 7.1	Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları	63
Tablo 7.2	Modal katılım oranları	70
Tablo 7.3	Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirmeler	73
Tablo 7.4	Köprü boyuna yönünde S1 depremi için malzeme birim uzama tahkikleri	77
Tablo 7.5	Köprü enine yönünde S2 depremi için malzeme birim uzama tahkikleri	78
Tablo 7.6	Köprü boyuna yönünde S2 depremi için malzeme birim uzama tahkikleri	79
Tablo 8.1	Köprü üstyapı yeni mesnet durumu	87
Tablo 8.2	Kenar ayak elastomer yer değiştirme	90
Tablo 8.3	Orta ayak elastomer yer değiştirme	90
Tablo 8.4	Güçlendirilmiş köprü modal katılım oranları	91
Tablo 8.5	Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirmeler	94
Tablo 8.6	S1 deprem senaryosunda köprü boyuna yönünde manto kesit şekil değiştirme tahkikleri	95
Tablo 8.7	S2 deprem senaryosunda köprü boyuna yönünde manto kesit şekil değiştirme tahkikleri	95
Tablo 8.8	S2 deprem senaryosunda köprü boyuna yönde mevcut kolon kesit şekil değiştirme tahkikleri	95
Tablo 8.9	Boyuna S1 depremi durumunda temele aktarılan iç kuvvetler	108
Tablo 8.10	Enine S1 depremi durumunda temele aktarılan iç kuvvetler	108
Tablo 8.11	Boyuna S2 depremi durumunda temele aktarılan iç kuvvetler	108
Tablo 8.12	Enine S2 depremi durumunda temele aktarılan iç kuvvetler	109
Tablo 8.13	Güçlendirilmiş temelde oluşan iç kuvvetleri	112
Tablo 8.14	Zemin gerilme tahkiki	113
Tablo A1	Köprü teknik muayene ve hasar durum tespit formu	122
Tablo A2	Schmidt çekici test sonuçları	123
Tablo C1	Boyuna yönünde depremli durum en olumsuz iç kuvvetler	133
Tablo D2	Enine yönünde depremli durum olumsuz iç kuvvetler	134
Tablo D1	Çatlamış kesit katsayı	136

Tablo D2 Plastik mafsal boyu hesabı 137
Tablo D3 SAP 2000 programında mafsal tanımlanmasında 138

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 3.1 :İki doğrulu moment-eğrilik diyagramı....12
Şekil 3.2 :Moment-eğrilik diyagramı....12
Şekil 3.3 :Doğrusal olmayan statik itme analizden elde edilen performans eğrisi....14
Şekil 3.4 :$T_1 \geq T_B$ olması durumunda lineer olmayan spektral yer değiştirmenin belirlenmesi....20
Şekil 3.5 :$T_1 < T_B$ olması durumunda lineer olmayan yer değiştirmenin belirlenmesi....21
Şekil 3.6 :Toplam eğrilik isteminin elde edilmesi....23
Şekil 4.1 :Bayrampaşa köprü genel görünüşü....27
Şekil 4.2 :Bayrampaşa köprüsünün üstten görünüşü....27
Şekil 4.3 :Deforme olmuş elastomer mesnet....28
Şekil 4.4 :Yetersiz kiriş mesnet genişliği....28
Şekil 5.1 :Mevcut köprü üstyapısı tipik enkesiti....36
Şekil 5.2 :Sargısız betonda gerilme-birim deformasyon modeli....38
Şekil 5.3 :Sargılı beton gerilme-birim deformasyon modeli....38
Şekil 5.4 :S220 çelik gerilme-birim deformasyon modeli....39
Şekil 5.5 :S420 çelik gerilme-birim deformasyon modeli....40
Şekil 5.6 :İşletme değerlendirmesi deprem yer hareketi (S1)....41
Şekil 5.7 :50 yılda %2 olasılıkla oluşacak probabilistik deprem yer hareketi....41
Şekil 6.1 :Genleşme derzsiz orta ayaklar için matematik model detayı....43
Şekil 6.2 :Köprü enkesiti....43
Şekil 6.3 :Davranış spektrumu....45
Şekil 6.4 :Kolon eğilme donatısı için hesap kesiti....46
Şekil 6.5 :Mevcut köprü matematik modeli....48
Şekil 6.6 :Mod.1....48
Şekil 6.7 :Mod.2....49
Şekil 6.8 :Mod.3....49
Şekil 6.9 :P08 aks normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı....50
Şekil 6.10 :P09 aks normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı....51
Şekil 6.11 :P18 aks normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı....51
Şekil 6.12 :Boyuna yönünde depremli durum P 19 aks M-N etkileşim diyagramı....53
Şekil 6.13 :Enine yönünde depremli durum P 08 aks M-N etkileşim diyagramı....53
Şekil 7.1 :SAP 2000'de plastik mafsal için moment-eğrilik diyagramı....60
Şekil 7.2 :Köprü modelinde plastik mafsal tanımlanması....61
Şekil 7.3 :P19 aksı orta ayak köprü boyuna yönünde moment-eğrilik diyagramı....62
Şekil 7.4 :SAP 2000 programında tanımlanan P 19 aksı kolonu moment-plastik dönme diyagramı....62

Şekil 7.5 **:**S1 deprem seviyesi davranış spektrumu 64
Şekil 7.6 **:**S1 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu 64
Şekil 7.7 **:**S2 deprem seviyesi davranış spektrumu 65
Şekil 7.8 **:**S2 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu 65
Şekil 7.9 **:**Örnek kapasite-talep spektrumu kesiştirilmesi 66
Şekil 7.10 **:**Köprü enine yönünde kapasite diyagramı 68
Şekil 7.11 **:**Köprü enine yönünde kapasite spektrumu 68
Şekil 6.10 **:**Köprü boyuna yönde kapasite diyagramı 69
Şekil 7.13 **:**Köprü boyuna yönünde kapasite spektrumu 69
Şekil 7.14 **:**Matematik model 71
Şekil 7.15 **:**Mod1 71
Şekil 7.16 **:**Mod2 72
Şekil 7.17 **:**Mod3 72
Şekil 7.18 **:**S1 deprem senaryosu köprü boyuna yönünde ivme-deplasman spektrumu kapasite diyagramı 73
Şekil 7.19 **:**S2 deprem senaryosu köprü boyuna yönünde ivme-deplasman spektrumu kapasite diyagramı 74
Şekil 7.20 **:**S1 deprem senaryosu köprü enine yönde ivme-deplasman spektrumu kapasite diyagramı 74
Şekil 7.21 **:**S1 deprem senaryosu köprü enine yönünde ivme-deplasman spektrumu kapasite diyagramı 75
Şekil 7.22 :S2 deprem senaryosu köprü enine yönünde ivme-deplasman spektrumu kapasite diyagramı 76
Şekil 7.23 **:**S1 deprem senaryosu statik itme son adımı köprü boyuna yönünde plastik mafsal oluşumu 77
Şekil 7.24 **:**S2 deprem senaryosu statik itme son adımı köprü enine yönünde plastik mafsal oluşumu 78
Şekil 7.25 **:**S2 deprem senaryosu statik itme son adımı köprü boyuna yönünde plastik mafsal oluşumu 78
Şekil 7.26 **:**S1 deprem boyuna yönünde normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı tahkiki 80
Şekil 7.27 **:**S2 deprem boyuna yönünde normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı tahkiki 80
Şekil 7.28 **:**S2 deprem enine yönünde normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı tahkiki 81
Şekil 8.1 **:**Düşünülen köprü üstyapısı tipik enkesiti 82
Şekil 8.2 **:**Güçlendirilmiş kolon enkesiti 83
Şekil 8.3 **:**Başlık kirişi enkesiti 83
Şekil 8.4 :SAP 2000 modelinin detaylı açıklaması 85
Şekil 8.5 **:**Üst yapı özelliği 85
Şekil 8.6 **:**SAP 2000 programda tabliye kesit özelliklerin atanması 85
Şekil 8.7 **:**Güçlendirilmiş başlık kiriş kesit özellikleri 86
Şekil 8.8 **:**Başlık kirişi özelliklerinin SAP 2000'e atanması 86
Şekil 8.9 **:**Köprü üstyapısı kayıcı mesnet ve elastomerler 88
Şekil 8.10 **:**Güçlendirilmiş köprü SAP 2000 matematik model 88
Şekil 8.11 **:**Güçlendirilmiş köprünün boyuna doğrultuda titreşim modu (T_1=0.890 s) 89
Şekil 8.12 **:**Güçlendirilmiş köprünün enine doğrultuda titreşim modu (T_{10}=0.269 s) 89

Şekil 8.13 **:**Güçlendirilmiş köprünün boyuna doğrultuda titreşim modu (T_3=0.595 s).....90
Şekil 8.14 **:**Güçlendirilmiş durumda köprü enine yönünde itme analiz S1 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı 92
Şekil 8.15 **:**Güçlendirilmiş durumda köprü enine yönünde itme analiz S2 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı.....92
Şekil 8.16 **:**Güçlendirilmiş durumda köprü boyuna yönünde itme analiz S1 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı.....93
Şekil 8.17 **:**Güçlendirilmiş durumda köprü boyuna yönünde itme analiz S2 deprem senaryosu ivme-deplasman spektrumu ve kapasite diyagramı.....93
Şekil 8.18 **:**S1 deprem senaryosunda güçlendirilmiş köprü kolon kesitlerinde oluşan plastik mafsallar.....94
Şekil 8.19 **:**S2 deprem senaryosunda güçlendirilmiş köprü kolon kesitlerinde oluşan plastik mafsallar.....95
Şekil 8.20 **:**S1 deprem boyuna yönünde normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı tahkiki.....96
Şekil 8.21 **:**Yeni kesit S2 deprem boyuna yönünde normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı tahkiki 97
Şekil 8.22 **:**Mevcut kesit S2 deprem boyuna yönünde normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı tahkiki 97
Şekil 8.23 **:**Başlık kirişi ve manto açıklama.....101
Şekil 8.24 **:**Başlık kirişi SAP 2000 model açıklama 102
Şekil 8.25 **:**Standart kamyon yüklemesi (H30-S24).....103
Şekil 8.26 **:**Şerit yüklemesi.....103
Şekil 8.27 **:**Başlık kirişi moment diyagramı 105
Şekil 8.28 **:**Üst donatı için moment eğrilik diyagramı 105
Şekil 8.29 **:**Alt donatı için moment eğrilik diyagramı.....106
Şekil 8.30 **:**Başlık kiriş kesme kuvvet diyagramı.....107
Şekil 8.31 **:**Mevcut temelin matematik modeli 109
Şekil 8.32 **:**Güçlendirilmiş temelin SAP 2000 matematik modeli 110
Şekil 8.33 **:**Orta ayak güçlendirilmiş temel planı.....110
Şekil 8.34 **:**Orta ayak güçlendirilmiş temel kesit 111
Şekil 8.35 **:**Güçlendirilmiş temelde donatı detayı 111
Şekil 8.36 **:**Kesme sürtünme için temel saplama donatısı.....114
Şekil 8.37 **:**Temel saplama donatısı.....115
Şekil 8.38 **:**Temel ankraj 116
Şekil B1 **:**P08 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....125
Şekil B2 **:**P09 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....125
Şekil B3 **:**P10 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....125
Şekil B4 **:**P11 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....126
Şekil B5 **:**P12 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....126
Şekil B6 **:**P13 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....126
Şekil B7 **:**P14 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....127
Şekil B8 **:**P15 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....127
Şekil B9 **:**P16 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....127
Şekil B10 **:**P17 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....128

Şekil B11 **:**P18 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....128
Şekil B12 **:**P19 aksı normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı.....128
Şekil C1 **:**P19 aksı köprü boyuna yönde M3 moment değerleri 130
Şekil C2 **:**P19 aksı V2 kesme kuvvet değerleri.....130
Şekil C3 **:**P19 aksı eksenel kuvvet değerleri.....131
Şekil C4 **:**P08 aksı köprü enine yönünde M2 moment değerleri 131
Şekil C5 **:**P08 aksı V3 kesme kuvvet değerleri.....132
Şekil C6 **:**P08 aksı eksenel kuvvet değerleri.....132
Şekil E1 **:**Köprü boyuna yönünde temel üst donatısı için güçlendirilmiş temelde moment-eğrilik diyagramı 140
Şekil E2 **:**Köprü boyuna yönünde temel alt donatısı için güçlendirilmiş temelde moment-eğrilik diyagramı 141
Şekil E3 **:**Köprü enine yönünde temel üst donatısı için güçlendirilmiş temelde moment-eğrilik diyagramı.....142
Şekil E4 **:**Köprü enine yönünde temel alt donatısı için güçlendirilmiş temelde moment-eğrilik diyagramı.....143
Şekil F1 **:**S2 depremde boyuna yönünde oluşan maksimum moment diyagramı.....145
Şekil F2 **:**S2 depremde boyuna yönünde oluşan minimum moment diyagramı.....145
Şekil F3 **:**S2 depremde enine yönünde oluşan maksimum moment diyagramı.....146
Şekil F4 **:**S2 depremde enine yönünde oluşan minimum moment diyagramı.....146
Şekil F5 **:**S2 depremde en büyük kesme kuvveti diyagramı 147
Şekil F6 **:**Mevcut temel ve ek temel birleşimindeki maksimum kesme kuvveti diyagramı.....147
Şekil F7 **:**Güçlendirilmiş temel zatı durumda zemin emniyet gerilme tahkiki 148
Şekil F8 **:**Güçlendirilmiş temel boyuna yönünde S2 depremli durumda zemin emniyet gerilme tahkiki.....148
Şekil F9 **:**Güçlendirilmiş temel enine yönünde S2 depremli durumda zemin emniyet gerilme tahkiki.....149

SEMBOL LİSTESİ

ϕ : 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
ε_{co} : Maksimum basınç gerilmesi altında sargısız beton basınç birim şekil değiştirmesi
ε_{sp} : Betonun nihai basınç birim şekil değiştirmesi
ε_y : Çelik akma birim şekil değiştirmesi
ε_{sh} : Çelik pekleşme birim şekil değiştirmesi
ε_{su}^R : Çelik azaltılmış nihai birim şekil değiştirmesi
ε_{su} : Çelik nihai birim şekil değiştirmesi
ε_c : Beton birim şekil değiştirmesi
ε_s : Çelik birim şekil değiştirmesi
A : Alan
K : Rijitlik
G : Kayma modülü
T : Periyot
S_a : Spektral ivme
S_d : Spektral deplasman
$M_{33,22}$: Yerel eksenler etrafındaki moment
$V_{33,22}$: Yerel 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
R : Davranış düzeltme katsayı
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
κ_e : Elastik eğrilik
κ_p : Plastik eğrilik

κ_u : Nihai eğrilik
ϕ_p : Plastik dönme
L_p : Plastik mafsal boyu
δ_t : Hedef deplasman
C_1 :Maksimum inelastik deplasmanla hesaplanan lineer elastik deplasmanlar arasındaki düzeltme faktörü
PF_1 : Birinci mod için modal katılım faktörü
α_1 : Birinci mod için modal kütle katsayısı
ϕ_{i1} : Seviye 1 de birinci mod büyüklüğü
Δ_{roof} : Tepe deplasmanı
W : Ağırlık
g : Yerçekimi ivmesi
DL : Zati yükler
EQ_y : Köprü boyuna doğrultusunda deprem hesabı
EQ_x : Köprü enine doğrultusunda deprem hesabı
h_{rt} : Elastomer mesnet neopren kalınlığı
Δ_T : Sıcaklık değişimi
α_t : İsi genleşme katsayı
ΔL : Rötre sünmeden uzama
γ : Tabii birim hacım ağırlığı
$\sigma_{z,em}$: Zemin emniyet gerilmesi
c : Zemin kohezyonu

KÖPRÜLERİN DEPREM PERFORMANSININ İTME ANALİZİ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ VE BAYRAMPAŞA KÖPRÜSÜNÜN GÜÇLENDİRİLMESİ

ÖZET

Son yıllarda özellikle kentsel alanlarda meydana gelen depremlerde yapılardaki hasarların çok büyük ekonomik kayıplara neden olması, depreme dayanıklı yapı tasarımında hasar kontrolünün de göz önüne alınması gerektiğini göstermiştir. Buna bağlı olarak, geleneksel kuvvete dayalı tasarımın yerini alması için performansa (şekil değiştirmeye) dayalı tasarım ve değerlendirme ile ilgili çalışmalar önem kazanmıştır. Bu tez kapsamında da bu konu ele alınmaya çalışılmıştır.

Dokuz bölüm halinde sunulan bu çalışmanın birinci bölümünde köprü güçlendirmesi ile ilgili genel bilgiler verilmiş ve uygulama olarak Bayrampaşa Köprüsü seçilmiştir.

İkinci bölümde, köprü onarım ve güçlendirme örneği ile ilgili konular anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde, malzeme ve geometri bakımından lineer olmayan çözüm yöntemleri incelenmiş ve hesap yöntemlerine değinilmiştir. Doğrusal olmayan işlem adımları da açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, örnek bir köprü yerinde incelenmiş, onarım ve güçlendirilmesi hakkında yorum yapılmıştır.

Beşinci bölümde, onarım ve güçlendirmesi yapılacak köprü hakkında hesaplarla ilgili ön çalışma yapılmıştır.

Altıncı bölümde, köprü mevcut durumu doğrusal elastik analizi AASHTO yöntemi kullanılarak yapılmış ve mevcut köprü taşıyıcı sistemi tahkik edilmiştir.

Yedinci bölümde, köprünün mevcut taşıyıcı sistemi CALTRANS Seismic Design Criteria kullanılarak doğusal olmayan analiz yapılmıştır. Kolonların moment-eğrilik diyagramlarını elde edebilmek için XTRACT programından yararlanılmıştır. Yapı analizinde SAP2000 VER.8.16 NONLINEAR kullanarak kolonlarda oluşan plastik dönmeler elde edilmiş, oluşan plastik dönmelere bağlı olarak köprünün performans seviyesi belirlenmeye çalışılmıştır. Analiz sonucunda malzeme şekil değiştirmeleri S1 ve S2 deprem seviyesinde istenen sınırları aşıldığından köprü güçlendirilmiştir.

Sekizinci bölümde güçlendirilmiş köprü için doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda mantolanmış kolonlarda malzeme şekil değiştirmeleri S1 ve S2 deprem seviyesinde istenen sınırlar içersinde kalmıştır. Güçlendirilmiş başlık kirişi ve temellerde eğilme ve kesme kuvveti tahkiki yapılmıştır. Temel zemini emniyet gerilmesi kontrolü ve eleastomer mesnet deplasmanları tahkik edilmiştir.

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

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF BRIDGES BY USING PUSHOVER ANALYSİS AND STERGTHENING OF BAYRAMPASA BRIDGE

SUMMARY

After destructive earthquakes occurred especially in urban areas besides loss off human life it results very big amount of economical losses. It means that the importance of structural damage control is increasing. Because of that performance based analysis is getting more popular.

The study consists of nine chapters. In the first part, the information related to the topic has been given Bayrampasa Bridge which has been chosen as a numerical analysis.

In the second chapter, explained about maintenance and retrofit of bridges.

In the third chapter, materially non-linear behavior is introduced in relation with the assumptions and the principles of method are given. The structural behavior considering materially non-linear analysis is briefly explained.

In the fourth chapter the bridge was investigated and explained about maintenance and retrofit.

In the fifth chapter information about analysis of the bridge which has been chosen as a numerical analysis.

In the sixth chapter the seismic calculations of the bridge has been carried out by using of elastic analysis which is the method used by AASHTO (it is one of the most updated specifications used in the seismic calculations of bridges). In the numerical solution SAP2000 Ver.8.32 NONLINEAR Structure Analysis Program has been used. M-N interaction diagrams used for investigating the biaxial flexure strength has been drawn with XTRACT program.

In the seventh chapter Deformation Based Analysis has been carried out by CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA. XTRACT program has been utilized in order to get the moment curvature diagrams of columns. SAP 2000 Ver.8.32 NONLINEAR Structure Analysis Program has been used in structural analysis, plastic rotations formed on columns have been obtained; and the performance level of bridge has been tried to be determined by considering at the plastic rotations. As a result of the analysis, the materials strains in S1 and S2 seismic performance exceeds the limits. So it is decided to retrofit of the bridge.

In the ninth chapter the structural system of strengthened bridge was analyzed again. The material strains in S1 and S2 seismic performance levels satisfied. The foundations are also strengthened to increase the flexural and shear capacity.

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

1. GİRİŞ

Ulaşım sistemi; karayolları, demiryolları, deniz ve havayollarının tümünü kapsar. Deniz ve havayolları için en kritik yapılar deniz ve hava limanlarıdır. Karayolları ve demiryolları için ise köprüler ve viyadükler önde gelir. Ulaşım sistemi önem ve fonksiyonları açısından, insan vücudundaki atardamarlara benzetilebilir.

Depremi takip eden günlerde deprem bölgesine yardım ulaştırılmasında, yaralıların ve insanların hastanelere veya daha emin bölgelere taşınmasında ulaşım sistemi çok fazla önem kazanır. Dolayısıyla ulaşım sistemindeki herhangi bir aksaklık her türlü yardım ve kurtarma çalışmasını felce uğratır. Bunun bilincinde olarak ulaşım sistemlerinin, muhtemel bir senaryo depremi altındaki performanslarının, deprem öncesinde belirlenmesi, gerekli görülen iyileştirmelerin deprem öncesinde gerçekleştirilmesi, deprem zararlarını en aza indirmek açısından son derece önemlidir.

1999 yılında 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 çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmalarda kullanılan şartnameler (AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002) ve CALTRANS Seismic Design Criteria 2001 olup bu iki şartnamenin hesap yöntemleri arasında farklar bulunmaktadır.

Bu çalışma genel olarak köprülerin performans seviyelerinin belirlenmesinde itme analizi yöntem ile Bayrampaşa Köprüsü'nün depreme karşı güçlendirme hesaplarını içerir. Köprü 13 açıklıklı olup bütün açıklıklar L = 12.25 m, köprü genişliği 19.90 m dır. Üstyapı 0.50 m aralıklı betonarme T kirişler ile betonarme tabliyeden oluşmaktadır. Orta ayaklar dikdörtgen kesitli betonarme kolonlardır.

Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı Başkanı Prof. Dr. Mustafa ERDİK tarafından Sağmalcılar 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 S1 deprem seviyesi;

(2) Probabilistlik (ihtimal) hesaplara dayalı olup 50 yılda %2 aşılma ihtimaline sahip S2 deprem seviyesi;

Hesaplarda mevcut köprü için doğrusal elastik hesap yöntemleri ve doğrusal elastik olmayan statik artımsal itme analizi sonucunda elde edilen yapıya ait kapasite eğrisini esas alan ve yapı sisteminin deprem etkileri altında performanslarının belirlenmesine yönelik kullanılan yöntemlerden Kapasite Spektrum Yöntemi ve Deplasman Katsayıları Yöntemi' den faydalanmıştır ve daha sonra aynı köprünün doğrusal olmayan statik itme analizi yapılarak güçlendirmesi yapılmıştır.

2. KÖPRÜLERİN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ

2.1 Onarım ve Güçlendirme Tanımı

Bir yapının yük taşıma kapasitesini, rijitliğini, sünekliğini ve stabilitesini veya bunlardan bazılarını önceki veya mevcut durumunun üzerine çıkarmak amacı ile yapılan değişiklik güçlendirmedir.

Güçlendirmenin amacı, mukavemet ve benzeri karakteristiklerini önceki seviyesinin üzerine çıkarmaktır.

Onarım hasar görmüş bir yapıda yapılmasına karşın güçlendirme için yapının güçlendirilmesi (takviyesi) de söz konusu olabilir. Örneğin:

-Yapının yetersiz kapasitede projelendirildiğinin veya inşa edildiğinin anlaşılması halinde.

-Yapının kullanım amacının veya koşullarının değişmesi nedeniyle daha ağır yüklere maruz kalmasının söz konusu olduğu hallerde yapı hasarlı olmasa bile takviyesi (güçlendirilmesi) söz konusu olur.

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 arttırılacak doğrultuda yeni elemanlar eklenmesi, mevcut elemanların deprem davranışlarının geliştirilmesi, kuvvet aktarımında sürekliliğin sağlanması türündeki işlemler güçlendirme kapsamında gerçekleştirilebilir [7].

2.2 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.

2.3 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 arttırılabilir.

2.4 Güçlendirme Yöntemleri

- Betonarme mantolama
- Çelik plakalarla mantolama
- Kompozit fiber malzemelerle mantolama
- Öngerme verme yöntemi
- Sismik izolasyon

2.5 Güçlendirme Yöntemi Seçimi Kriterleri

- Uygulanabilirlik
- İstenen çözümü karşılaması
- Ekonomik olması

2.6 Güçlendirme Yöntemi Seçimi

Bu çalışma kapsamında köprü elemanlarının güçlendirilmesinde betonarme mantolama yöntemi seçilmiştir. Bu yöntemle köprü elemanlarının dayanımları, rijitlikleri ve süneklikleri arttırılmıştır. Kolon kesitleri arttırıldığından kiriş oturma payları (mesnet genişlikleri) da otomatik olarak arttırılmış olmaktadır. Bunun için ek bir imalat gerekmemiştir.

2.7 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 arttırılması 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.

2.8 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 [7].

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
- Rötre 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
- Rötre 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.

3. KÖPRÜ VİYADÜKLERİNİN DOĞRUSAL ELASTİK VE DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ İLE DEĞERLENDİRİLME

Yapı sistemlerinin deprem etkisi altındaki davranışı ve hasar sınırlarının belirlenmesinde yönetmeliklerde birtakım ilkeler esas alınmıştır. Son yıllarda, bu konu üzerinde çeşitli çalışmalar yapılmış, ‘’dayanıma göre değerlendirme ve tasarım’’ ilkesinin yerini ‘’şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım’’ ilkesi almıştır. Bu yeni yaklaşımda, geleneksel doğrusal analiz yöntemleri yerine doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Mevcut veya güçlendirilen yapıların deprem performansının belirlenmesinde bu yöntemden yararlanılmaktadır [3].

3.1 Deprem Etkisi Altında Performans Değerlendirilmesi

Mevcut ve/veya güçlendirilen köprü ve viyadüklerin deprem etkisi altındaki performanslarının değerlendirilmesi için genel olarak iki farklı kriter geçerlidir.

Birinci kritere göre, yapıya etki eden deprem yükleri, yönetmeliklerde öngörülen seviyelere ulaştığında yapının istenilen performans hedefini dayanım, yer değiştirme ve şekil değiştirmeler bakımından karşılayıp karşılamadığı araştırılır.

İkinci kritere göre yapılan araştırma ise belirli bir deprem etkisi altında yapıda beklenilen yer değiştirmelere ulaşıldığında yapının beklenilen performansa ulaşıp ulaşmadığının araştırması yapılan yer değiştirme kontrolüdür.

Yönetmeliklerde yer alan ve yapıların yatay yükler altındaki analizleri için kullanılmakta olan yöntemler, genel olarak yapıların deprem etkileri altında doğrusal-elastik davranış esasına dayanmaktadır.

Deprem etkilerine göre yapı sistemlerinin analizinde, malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını dikkate almak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı olarak bir deprem yükü azaltma katsayısı ile küçültülmektedir. Dolayısıyla doğrusal-elastik analiz yöntemlerinde yapının davranışı hesaplanan katsayıya bağlı kılınmaktadır. Gerçekte ise, deprem etkileri, yapıların büyük miktarda enerji sönümlediği elastik ötesi davranışa neden olmakta ve bunun sonucu doğrusal-elastik analiz yöntemleri ile tasarlanan yapılarda ağır hasara neden olmaktadır.

“Doğrusal-elastik davranış” kabulü, analizleri önemli miktarda kolaylaştırmasına ve

yapının elastik kapasitesini iyi bir şekilde belirlemesine karşın, yapının göçme mekanizmasının belirlenmesi ve elastik ötesi kapasitesinin devreye sokulması konusunda yetersiz kalmaktadır. Ayrıca doğrusal-elastik analiz yöntemleri ile yapı sisteminin deprem etkileri altında gerçek performansının anlaşılması mümkün olmamaktadır. Depremden oluşan hasarın ve ekonomik kayıpların çok büyük miktarda olması, depreme dayanıklı yapı tasarımında hasar kontrolünün, dolayısıyla performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin önemini ortaya çıkarmıştır.

Yapı sistemlerinin deprem etkileri altında performansa dayalı tasarımı ve değerlendirilmesinde, yapının doğrusal olmayan davranışının belirlenmesi gereklidir. Bu amaçla kullanılan yöntemler, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemleri ve doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri olmak üzere ikiye ayrılmaktadır.

Doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri ile yapının doğrusal olmayan davranışı gerçeğe yakın bir şekilde belirlenebilmektedir. Ancak doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemlerinin oldukça karmaşık, zaman alıcı olması ve çok fazla sayıda yerel deprem kaydı gerektirmesi, uygulama açısından bu yöntemleri pratik kılmamaktadır. Bu durumda da doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemleri önem kazanmaktadır. Yapıların deprem yükleri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi için kullanılan doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemleri, yapının deprem yükleri altındaki dayanımını temsil eden yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisinin, malzeme ve geometri değişimleri bakımında doğrusal olmayan teoriye (ikinci mertebe elastoplastik teori) göre elde edilmesi ve değerlendirilmesi esasına dayanmaktadır.

Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinde, yapı deprem yüklerini temsil eden ve kat seviyelerine etki eden yatay yükler ile zorlanmaktadır. Yöntemin uygulanmasında, yatay yükler aralarındaki oran sabit kalacak şekilde arttırılmakta ve belirli bir yer değiştirme veya göçme durumuna erişilinceye kadar, yapıya ait yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi belirlenmektedir. Kapasite eğrisi olarak adlandırılan yatay yük-çatı yer değiştirmesi ilişkisi sayesinde, elemanlarda veya yapıda oluşabilecek hasar, kısmi veya toptan göçme durumları elde edilebilmekte, yapının zayıf elemanları ve bunların oluşma yerleri, yapının göçme durumuna ait limit yük değeri ve göçme anındaki yer değiştirme miktarı, yapı sisteminin ve elemanların deformasyon talepleri belirlenebilmektedir. Ayrıca dikkate alınan

deprem etki seviyesi için, yapının deprem etkileri altında kendisinden istenen performans seviyesini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmektedir.

Genel olarak, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemleri yapının yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisinin belirlenmesi ve değerlendirilmesi konusunda basit bir yaklaşımdır ve doğrusal-elastik analiz yöntemlerindeki yetersizlikler ile doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemlerinin karmaşıklıkları ve uygulamadaki zorlukları arasında bir ara kesit oluşturmaktadır.

3.1.1 Dayanıma göre performans değerlendirilmesi

Dayanıma göre performans değerlendirmesi, prensip olarak yeni köprü ve viyadükler için kullanılan AASHTO ve benzeri yönetmeliklerdeki dayanıma göre tasarım yaklaşımını esas almaktadır. Hedeflenen performansa göre tanımlanan taşıyıcı sistemin doğrusal elastik analizi sonucu oluşan iç kuvvetlerin deprem yükü azaltma katsayısına bölünmesiyle sistemin ön boyutlandırılması gerçekleştirilir. Daha sonra bu değerler ilgili eleman dayanım kapasitesiyle karşılaştırılır. Bunun sonucunda dayanıma göre performans değerlendirme prosedürü gerçekleşmiş olur. Performans değerlendirme yöntemi tasarım depremi esas alınarak ve eleman bazlı deprem kuvvet azaltma katsayıları kullanarak uygulanır. AASHTO'ya göre köprüler için 475 yıllık dönüş periyotlu 150 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem düzeyinin esas alınması ve yine AASHTO'da verilen eleman bazlı R katsayılarının kullanılması uygulanır [3].

3.1.2 Şekil değiştirmeye göre performans değerlendirilmesi

Şekil değiştirmeye göre performans değerlendirmesi, deprem etkisi altında meydana gelebilecek olası hasarın doğrudan tahmin edilebilmesini sağlaması bakımından doğru ve gerçekçi olan bir değerlendirme yaklaşımıdır. Bu yaklaşımın ilk aşamasında, hedeflenen performans düzeyleri için tanımlanmış plastik şekil değiştirme kapasiteleri ile ve gevrek davranış modlarına ilişkin olarak elde edilen iç kuvvet istemleri ile karşılaştırılır. Buna ek olarak gevrek davranış modlarına ilişkin olarak elde edilen iç kuvvet istemlerin hedeflenen performans düzeyleri tanımlanmış bulunan iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılması yapılarak taşıyıcı sistem elemanlarının deprem etkisi altındaki gerçek performansı belirlenmiş olur [3].

3.1.3 Şekil değiştirmeye göre değerlendirmede hedeflenen şekil değiştirme performans ve deprem düzeyleri

Performans seviyeleri, yapıda belirli bir deprem etkisi altında meydana gelmesi öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, yapıdaki yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki fiziksel hasar miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturmamasına, deprem sonrasında yapının kullanılabilirlik durumuna ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenmektedir.

Şekil değiştirmeye göre performans değerlendirmesi kapsamında, köprü ve viyadükler için iki farklı deprem düzeyi altında aşağıda tanımlanan performans düzeylerinin gerçekleşmesi öngörülmektedir:

a) Minimum hasar performans düzeyi: bu performans düzeyi, 50 yılda %10 aşılma olasılıklı veya ortalama deterministik deprem etkisi altında köprü veya viyadükten beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem, ilgili köprü ve viyadüklerin, nerede ise ihmal edilebilecek mertebede, minimum hasar görmelerine izin vermektedir. Köprü veya viyadük, depremden hemen sonra tüm performansı ile hizmet verebilecek durumdadır.

b) Kontrollü hasar performans düzeyi: Bu performans düzeyi, 50 yılda %2 aşılma olasılıklı deprem etkisi altında köprü veya viyadükten beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem ilgili köprü ve viyadüğün servis ömrü boyunca aşılma olasılığı çok az olan, seyrek ve çok şiddetli bir deprem düzeyini temsil etmektedir. S2 deprem düzeyi olarak tanımlanan bu düzeyde, köprü ve viyadüklerin belirli elemanlarında önemli derecede doğrusal olmayan deformasyona izin verilmekte, ancak meydana gelebilecek hasarın, köprü ve viyadüğün genel stabilitesini etkilemeyecek mertebede ve makul bir süre içinde onarılabilir düzeyde olması öngörülmektedir [3].

3.2 Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi

3.2.1 Plastik mafsal hipotezi

Köprü ve viyadüklerin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde, geleneksel plastik mafsal hipotezinden yararlanılması öngörülmektedir. Bu hipotez toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayımına dayanır. Bu hipoteze plastik mafsal hipotezi denir. Plastik mafsal olarak adlandırılan noktasal eleman bu bölgenin tam ortasında yerleştirilir. Plastik mafsal hipotezi, köprü ve viyadüklerde deprem etkisi altında yapılan doğrusal olmayan analiz ile şekil değiştirmeye göre performans değerlendirmesi uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır [3].

3.2.2 Plastik mafsal boyu

Plastik mafsal boyunun tanımlanması için literatürde pek çok ampirik bağıntı mevcuttur. Köprü ve viyadük ayakları için yaygın olarak kullanılan ve deprem yönetmeliklerinde yer alan bağıntı aşağıda verilmiştir.

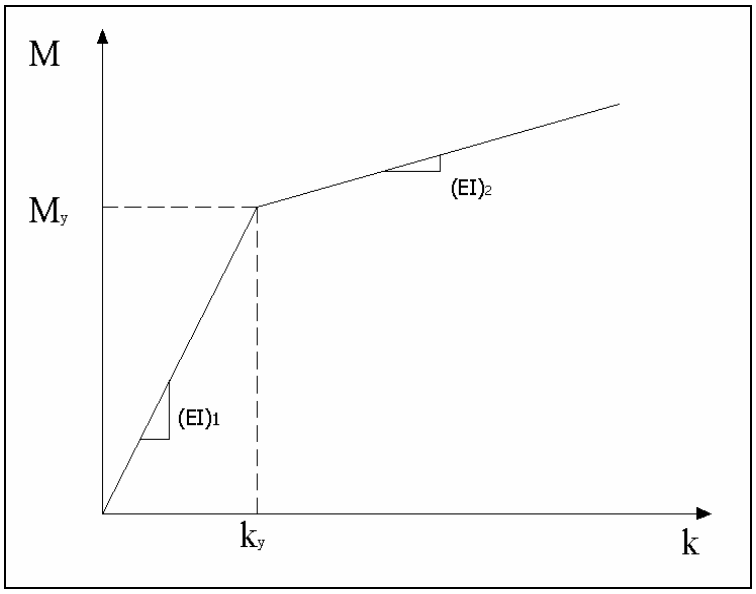
$$L_p = 0.08H + 0.022\, f_y d_b \geq 0.044\, f_y d_b \qquad \textbf{(3.1)}$$

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

3.2.3 Plastik mafsal kesitinde moment–eğrilik ve moment–plastik dönme ilişkileri

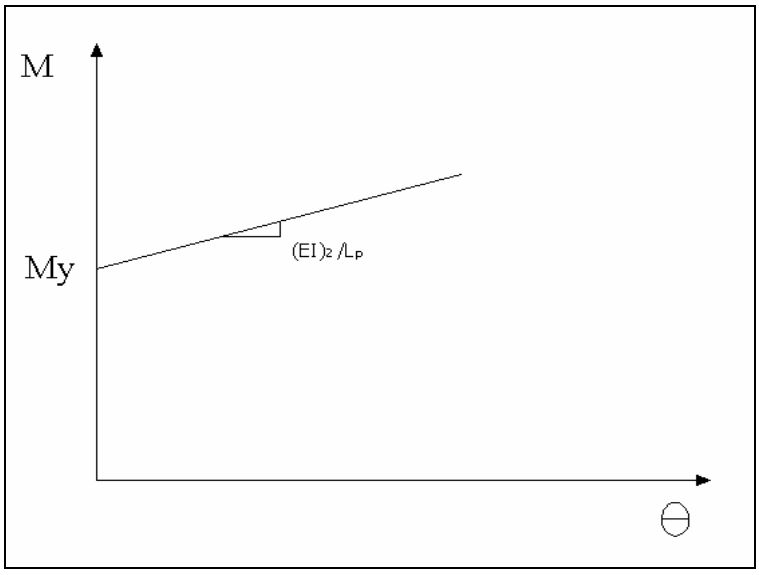
Her bir plastik mafsal kesitinde, "Mander sargılı/sargısız beton modeli" ve pekleşmeyi de içeren donatı çeliği gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinden yararlanılarak eksenel kuvvete bağlı moment eğrilik diyagramları çizilecek ve bu diyagramlar uygun biçimde "iki doğrulu (bilineer)" moment-eğrilik diyagramlarına dönüştürülecektir (Şekil 3.1). İki doğrulu diyagramdaki ilk doğrunun eğimi $(EI)_1 = M_y / k_y$, doğrusal olmayan analizin ilk aşamasında yapılacak olan doğrusal analizde

"eşdeğer kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği)" olarak göz önüne alınacaktır. Burada M_y, ilgili kesitteki eşdeğer akma momentini (plastik momenti) göstermektedir.



Şekil 3.1: İki Doğrulu Moment-Eğrilik Diyagramı [3]

İki doğrulu moment-eğrilik diyagramının ikinci doğrusunun eğimi $(EI)_2$ ise plastik mafsal boyu L_p'ye bölünerek, plastik mafsalı temsil eden "moment plastik dönme" diyagramının eğimi olarak tanımlanır (Şekil 3.2).



Şekil 3.2: Moment-Plastik Dönme Diyagramı [3]

3.3 Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri

Şekil değiştirmeye göre değerlendirmede taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan analizi esastır. Bu analiz zaman tanım alanında veya statik itme analizi şeklinde gerçekleştirilir.

3.3.1 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

Bu analiz türü, köprü veya viyadüğün deprem yer hareketi altındaki hareket denkleminin, doğrusal olmayan iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak zaman tanım alanında doğrudan entegrasyonuna karşı gelir. Bu bağlantı yukarıda tanımlanan doğrusal olmayan davranış modelleri zaman tanım alanındaki analiz için de aynen geçerlidir.

Zaman tanım alanında analiz için köprünün bulunduğu yerin deprem zemin özelliklerini temsil eden gerçek veya benzeştirilmiş deprem kayıtlarının elde olması veya türetilmiş olması gereklidir.

Çözümler kullanılan kaydın özelliklerine göre değişim göstereceğinden, bu tür analiz yaklaşımında birden fazla kaydın kullanılması ve elde edilen sonuçların bir istatistik değerlendirmeden geçirilmesi öngörülmektedir.

Pratik olarak kullanılması güç olan bu gereksinimler nedeni ile, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz uygulamada yaygın olarak kullanılmamakta, ancak doğrusal olmayan itme analizinin mümkün olmadığı özel durumlarda kullanılma yoluna gidilmektedir [3].

3.3.2 Doğrusal Olmayan İtme Analizi

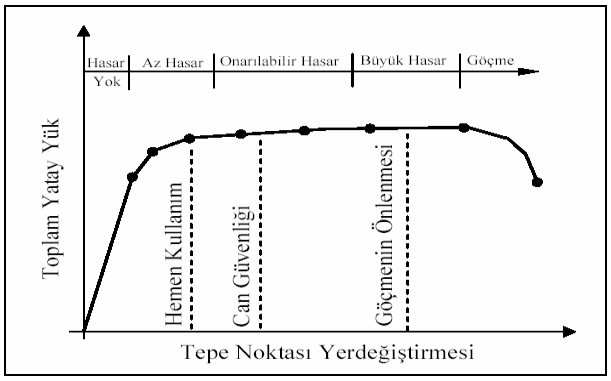
Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerinde, yapı sistemleri iki veya üç boyutlu analitik modellerle temsil edilmektedir. Yapıların deprem yükleri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi için kullanılan doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemleri, yapının deprem yükleri altındaki dayanımını temsil eden yatay uç-çatı yer değiştirmesi ilişkisinin, malzeme ve geometri değişimleri bakımında doğrusal olmayan teoriye (ikinci mertebe elastoplastik teori) göre elde edilmesi ve değerlendirilmesi esasına dayanmaktadır.

Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinde, yapı dinamik atalet kuvvetlerini temsil etmek üzere, kat seviyelerine etki eden yatay yükler ile zorlanmaktadır. Yatay

yüklerin uygulanması esnasında, yapıda düşey yükler de yer almaktadır. Statik yatay yükler, her adımda aralarındaki oran sabit kalacak şekilde arttırılmakta ve belirli bir yer değiştirme veya göçme durumuna erişilinceye kadar yapıya ait yatay yük-çatı yer değiştirmesi ilişkisi belirlenmektedir.

İtme analizi olarak da bilinen doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi, yapının elastik ötesi deformasyon yeteneği ve hasar durumunu belirlemek üzere, artımsal doğrusal olmayan statik itme analizlerden ibarettir. Yatay yükler aralarındaki oran sabit kalacak şekilde arttırılmaya devam ederken, kesitlerin biri veya bir kaçı taşıma kapasitelerine erişmekte ve bu kesitlerde plastik mafsal oluşmaktadır.

Plastik mafsal oluşan kesitler, taşıma güçlerinde değişme olmaksızın dönmeye devam etmektedir. Sistem plastik mafsallar arasında, doğrusal-elastik davranmaktadır. Yatay yükler arttırılmaya devam edilerek, yapının bir bölümünü veya tamamını mekanizma durumuna getiren göçme yüküne (limit yük) ulaşılmaktadır. Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinden (itme analizi) elde edilen tipik bir yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi Şekil 3.3.'de verilmiştir



Şekil 3.3: Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizden Elde Edilen Performans Eğrisi

Kapasite eğrisi (itme eğrisi) olarak adlandırılan yatay yük-çatı yer değiştirmesi ilişkisi sayesinde yapıda veya elemanlarda oluşabilecek hasar, kısmi veya toptan göçme durumları elde edilebilmekte; yapının zayıf elemanlar ve bunların oluşma yerleri, yapı sisteminin göçmesine ait limit yük ve göçme anındaki yer değiştirme değeri, yapı sisteminin ve elemanların deformasyon talepleri belirlenebilmektedir. Ayrıca belirli bir deprem tehlike seviyesi için, yapının kendisinden beklenen performans seviyesini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilebilmektedir.

Değişik yük dağılımları, değişik yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi vereceğinden, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yönteminde uygulanacak yatay yük dağılımının seçimi çok önemli olmaktadır. Bu noktadaki zorluk, dinamik atalet kuvvetlerinin eşdeğer statik kuvvetlerle temsil edilmesinde ortaya çıkmaktadır. Genel olarak birinci mod etkilerinin hakim olduğu düzgün yapılarda, yatay yük dağılımı bu mod şekline benzer bir dağılım olarak seçilebilmektedir.

Yüksek mod etkilerinin önemli olabileceği yapılarda ise, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerinde kullanılacak yatay yük dağılımları, yüksek modların katılımını da içermelidir. Bu yöntemler yüksek mod esaslı yöntemler olarak bilinmektedir (doğrusal olmayan statik modal artımsal itme analizi yöntemi). Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizleri değişik araştırmacılar tarafından çeşitli biçimlerde geliştirilmiş ve uygulanmıştır.

Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin üç boyutlu yapı sistemlerinde uygulanabilirliğini kapsamaktadır. Burulma etkilerini de içeren, üç boyutlu elastik ötesi analiz programları kullanılarak doğrusal olmayan statik artımsal itme analizleri, simetrik olmayan yapılarda da uygulanabilmektedir.

Genel olarak, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi yapının yatay yük dağılımını belirlemek için basit bir yaklaşımdır. Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi, doğrusal-elastik analiz yöntemlerindeki yetersizlikler ve doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemlerinin karmaşıklıkları ve uygulamadaki zorluklar arasında bir ara kesit oluşturmaktadır.

Unutulmaması gerekir ki, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerinden elde edilecek sonuçlarının hassasiyeti, yapının modellenmesindeki başarıya ve bu modelin değişik elemanların elastik ötesi özelliklerini yansıtmasındaki hassasiyetine bağlıdır.

İtme analiz yönteminin en önemli sakıncası, taşıyıcı sistem davranışının tek bir doğal titreşim modu ile temsil edilmesidir. Bu nedenle yöntem, enine deprem davranışı simetrik veya simetriğe yakın olan köprü ve viyadükler dışında dikkatle kullanılmalıdır.

3.4 Tek Modlu Doğrusal Olmayan Analiz

Genel olarak birinci mod etkilerinin hakim olduğu düzgün yapılarda doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi uygulanmaktadır. Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monolitik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizi yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin herbir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümalitif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır [3].

3.4.1 Eşdeğer deprem yükünün dağılımı

Artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik mafsal oluşumlardan bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir (SAP 2000 yazılımda bu varsayım yapılmaktadır). Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci (deprem doğrultusunda hakim) doğal titreşim mod şekli genliği ile kütlenin çarpımında elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanacaktır. Analizin SAP 2000 yazılımı ile yapılması halinde, bu yazılım tarafından hesaplanabilen "Ritz vektörleri" den oluşturulan birinci titreşim modu kullanılabilir.

Alternatif olarak, artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımı, her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş bulunan tüm plastik mafsallar göz önüne alınarak hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) titreşim modu ile orantılı olarak tanımlanır (Bu tür analiz opsiyonu SAP 2000 yazılımında mevcut değildir; "adım-adım doğrusal analiz" yaklaşımı çerçevesinde yine SAP 2000 yazılımının doğrusal analiz modülü kullanılarak gerçekleştirilebilir [3].

3.4.2 İtme (pushover) eğrisinin elde edilmesi

Bölüm 3.4.1'e göre itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımının sabit kaldığı varsayımına göre çizilen ve köprü uygulamalarında koordinatları (kontrol noktası yer değiştirme-toplam deprem yükü) olan diyagram, "itme eğrisi" olarak adlandırılmaktadır. Bu tanımda yer alan "kontrol noktası"nın seçimi için genel kabul

görmüş bir kural mevcut değildir. Boyuna doğrultuda tabiliye (kurptaki köprüler hariç olmak üzere) hemen hemen rijit bir davranış gösterdiğinden kontrol noktasının seçimi önemli bir özellik göstermez. Ancak enine doğrultudaki itme analizinde, kontrol noktasının seçimine bağlı olarak aşağıda bölüm 3.4.2'de tanımlamam "Modal kapasite diyagramı" önemli farklılıklar gösterebilir. Kontrol noktasının seçimi, bu farklılıkları minimize edecek şekilde yapılmalıdır. Yukarıdaki bölüm 3.4.1'in ikinci paragrafında belirtildiği üzere, eşdeğer deprem yükü dağılımının her bir itme adımında öncekilere göre değişken olarak alınması durumunda, prensip olarak yukarıda tanımlanan itme (pushover) eğrisinin çizimine gerek kalmamakta ve modal yer değiştirme isteminin belirlenmesi için gerekli olan ve bölüm 3.4.2'de tanımlanan "Modal kapasite diyagramı" doğrudan doğruya elde edilebilmektedir. Böylece itme eğrisindeki kontrol noktasının seçimine ilişkin yaklaşıklıkların önüne geçilmekte ve daha sağlıklı sonuçlar elde edilebilmektedir.

3.4.3 Modal kapasite diyagramının elde edilmesi

Bölüm 3.4.3'e göre modal yer değiştirme isteminin belirlenmesi için, eşdeğer tek serbestlik dereceli doğrusal olmayan sistemin yer değiştirmelerini yatay eksende, sözde ivmelerinin (pseudo-acceleration) ise düşey eksende temsil eden "modal kapasite diyagramı"nın koordinatları aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \qquad \textbf{(3.2)}$$

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

(i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$'in hesabı için ise aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xC1}^{(i)}}{\Phi_{xC1}\Gamma_{x1}} \qquad \textbf{(3.3)}$$

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

3.4.4 Modal deprem isteminin belirlenmesi

İtme analiz sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, bölüm 3.1.3'e göre seçilen deprem düzeyine karşı gelen elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yer değiştirme, diğer bir deyişle modal yer değiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{di1}'e eşit alınacaktır:

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \tag{3.4}$$

Doğrusal elastik olmayan (doğrusal olmayan) spektral yer değiştirme, S_{di1}, itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait T_1 başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (doğrusal) spektral yer değiştirme S_{di1}'e bağlı olarak denklem (3.5) ile elde edilebilir:

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \tag{3.5}$$

Burada, $C_{R1,}$ "spektral yer değiştirme oranı"nı göstermektedir. Doğrusal elastik doğrusal spektral yer değiştirme S_{de1}, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1}'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \tag{3.6}$$

Burada, $\omega_1^{(1)} = 2\pi / T_1$ olarak hesaplanan doğal açısal frekanstır. denklem (3.5)'de gösterilen spektral yer değiştirme oranı C_{R1}, başlangıç periyodu T_1'in değerine ($T_1 = 2\pi / \omega_1^{(1)}$) bağlı olarak aşağıdaki (a) veya (b) paragraflarına göre belirlenir.

a) T_1 başlangıç periyodunun, standart ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B' ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1 \geq T_B$) veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq (\omega^{(1)}{}_B)^2$, doğrusal elastik olmayan (doğrusal olmayan) spektral yer değiştirme S_{di1}, eşit yer değiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine T_1 olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme S_{de1}'e eşit alınacaktır. Diğer bir deyişle denklem (4.5)'teki spektral yer değiştirme oranı aşağıdaki gibi alınabilir:

$$C_{R1} = 1 \qquad \textbf{(3.7)}$$

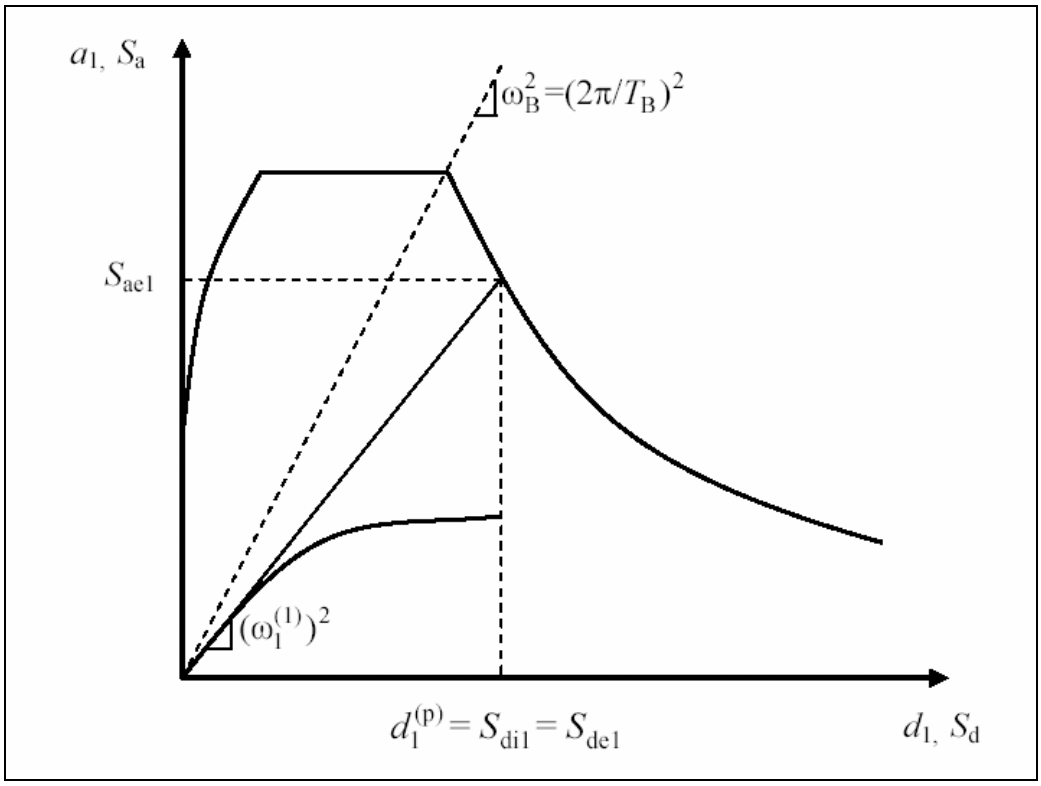
Şekil 3.4'te onu izleyen Şekil 3.5'te birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1,a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları "spektral yer değiştirme (S_d) –spektral ivme (S_a)" olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.

b) T_1 başlangıç periyodunun standart ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B' den daha kısa olması durumunda ($T_1 < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \succ (\omega^{(1)}{}_B)^2$) ise, denklem (3.5)'teki spektral yer değiştirme oranı C_{R1} ardışık yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır.

b1) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 3.5 (a)'da gösterildiği üzere, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi lineer)"bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunu eğimi olan birinci moda ait öz değere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır.

b2) İlk yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ kabulü yapılarak, diğer bir deyişle denklem (4.7) kullanılarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 3.5 (a)'da görülen $a_{y1}{}^0$ esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanabilir:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1}{R_{y1}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

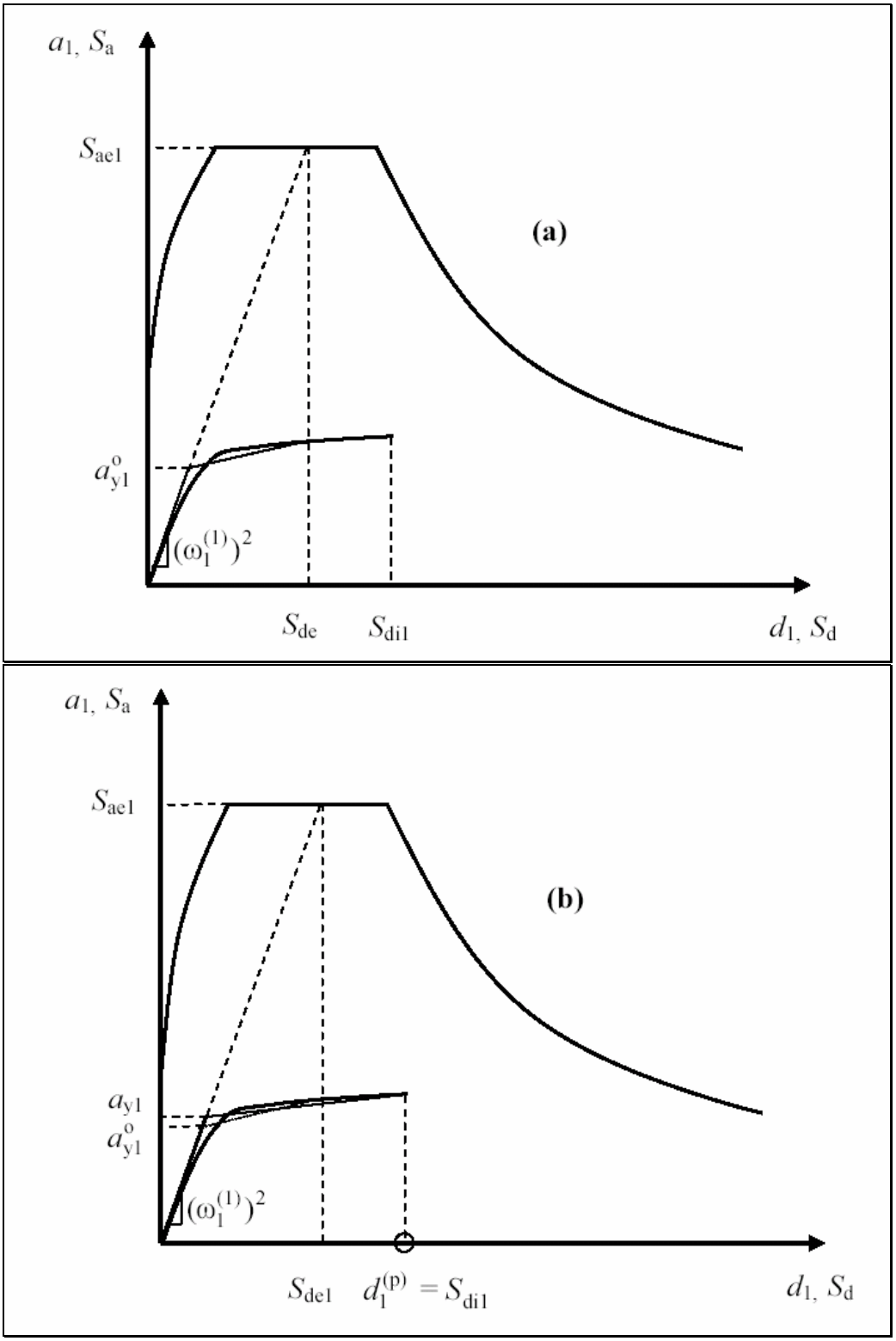


Şekil 3.4: $T_1 \geq T_B$ Olması Durumunda Doğrusal olmayan Spektral Yer Değiştirmenin Belirlenmesi [4]

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı'nı göstermektedir:

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \qquad \textbf{(3.9)}$$

b3) Denklem (3.8)'den bulunan C_{R1} kullanılarak Denklem (3.5)'e göre hesaplanan S_{di1} esas alınır ve eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, Şekil 3.5 (b)'de gösterildiği üzere eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1}, R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 3.5: $T_1 < T_B$ Olması Durumunda Doğrusal Olmayan Yer Değiştirmenin Belirlenmesi [4]

3.4.5 Plastik dönme, yer değiştirme ve iç kuvvet istemlerinin belirlenmesi

Son itme adımı i=p için yukarıdaki şekilde belirlenen modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$'nin Denklem (3.3)'de yerine konulması ile, x deprem doğrultusunda C kontrol noktasındaki yer değiştirme istemi $u_{xC1}{}^{(p)}$ elde edilecektir.

$$u^{(p)}{}_{xC1} = \Phi_{xC1}\Gamma_{x1}d_1^{(p)} \qquad \textbf{(3.10)}$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (plastik dönme yer değiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya SAP2000 yazılımında olduğu gibi C kontrol noktasının Denklem (3.10) ile hesaplanan yer değiştirme istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır.

3.5 Çok Modlu Doğrusal Olmayan İtme Analizi

Yüksek mod etkilerinin önemli olabileceği yapılarda, yüksek mod etkilerinin katılımını da içeren doğrusal olmayan statik modal artımsal itme analizi yöntemi daha doğru sonuçlar vermektedir. Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemin davranışını temsil eden yeterli sayıda titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde monotonik olarak adım adım arttırılan ve birbirleri ile uygun biçimde ölçeklendiren modal yer değiştirmeler veya onlarla uyumlu modal deprem yükleri esas alınarak Mod Birleştirme Yöntemi'nin artımsal olarak uygulanmasıdır [3].

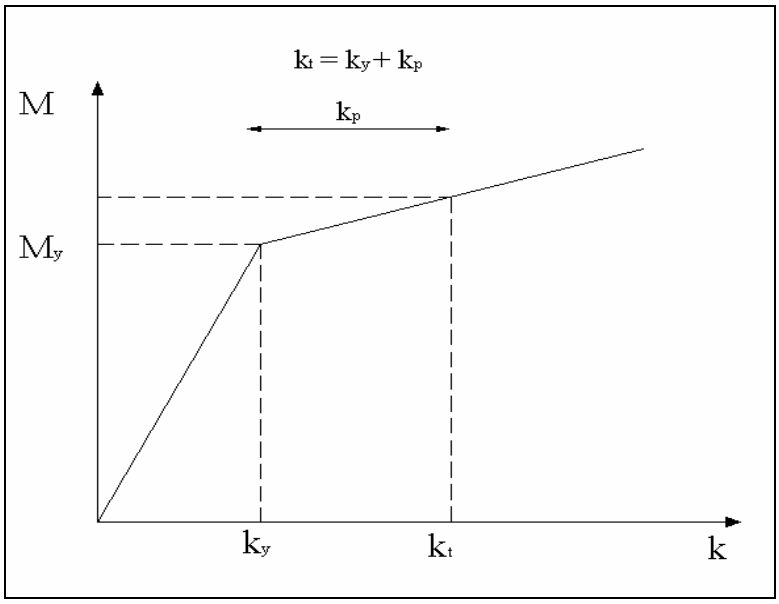
3.6 Köprü Elemanlarında Şekil Değiştirme İstemlerinin Belirlenmesi

3.6.1 Plastik eğrilik ve toplam eğrilik istemlerinin belirlenmesi

Bölüm 3.4.4'de çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik mafsal dönmesine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$k_p = \theta_p / Lp \qquad \textbf{(3.11)}$$

Mander beton modeli (sargılı veya sargısız) ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak elde edilen iki doğrulu (bilineer) moment eğrilik ilişkisi ile tanımlanan k_y eşdeğer akma eğriliği, Denklem (3.11) ile tanımlanan k_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki k_t toplam eğrilik istemi elde edilecektir (Şekil 3.6).



Şekil 3.6 : Toplam Eğrilik İsteminin Elde Edilmesi [3]

3.7 Kesme Tahkikleri ve Elastomer Mesnet Deformasyonlarının Tahkikleri

Δ_{tepe} değerine kadar yapılan itme analizinin son adımında bulunan kesme kuvveti değerleri CALTRANS Seismic Design Criteria Madde 3.6'da verilen kapasite değerleri ile karşılaştırılır. Elastomer köprü mesnetlerinin şekil değiştirme istemleri aşağıdaki tanıma göre hesaplanacaktır (Şekil 3.12).

$$\tan\gamma_m = \Delta_m / h_m \qquad \textbf{(3.12)}$$

Burada, γ_m mesnedin kayma şekil değiştirmesi açısını, Δ_m mesnedin üstü ve altı arasındaki yer değiştirme farkını, h_m ise net elastomer (kauçuk) kalınlığını göstermektedir.

Δ_{tepe} değerine kadar yapılan itme analizinin son adımında elastomer için bulunan $\tan\gamma$ değerleri aşağıdaki tabloda verilen değerlerle karşılaştırılır.

Elastomer köprü mesnetlerinin şekil değiştirme istemleri aşağıdaki S1 ve S2 deprem senaryosuna göre Tablo 3.1'de verilmiştir.

Tablo 3.1: Elastomer Sınır Değeri

Deprem Seviyesi	Tan γ
S1	1
S2	2.5

3.8 Şekil Değiştirme ve İç Kuvvet Kapasiteleri

Yukarıda tanımlanan performans düzeyleri ile bunlara karşı gelen deprem düzeylerinde sünek davranış için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, betonarme kesitlerde izin verilen birim şekil değiştirme sınırları Tablo 3.3' de tanımlanmıştır. Bu değerler, literatürde köprüler için yapılan teorik ve deneysel çalışmaların sonuçları esas alınarak tanımlanmıştır

Tablo 3.2 : Betonarme Kesitler İçin Performans Seviyeleri[3]

Deprem seviyesi	Performans seviyeleri			
	Normal köprü		Önemli köprü	
	Servis	Hasar	Servis	Hasar
S1	Devamlı	Tamir edilebilir	Devamlı	Minimum
S2	Sınırlı	Önemli	Devamlı	Tamir edilebilir

Tablo 3.3 : Betonarme Kesitler İçin Birim Şekil Değiştirme Sınırları[3]

Deprem seviyesi	Sargısız beton için birim deformasyon sınırları		Sargılı beton için birim deformasyon sınırları	
	Beton	Çelik	Beton	Çelik
Minimum Hasar / S1	0.002 (Basınç)	0.008 (Çekme)	0.004 (Basınç)	0.015 (Çekme)
Kontrollü Hasar / S2	0.005 (Basınç)	0.012 (Çekme)	0.018 (Basınç)	0.060 (Çekme)

3.9 Temellerin İncelenmesi

Δ_{tepe} değerine kadar yapılan itme (pushover) analizinin son adımında kolonlarda bulunan moment, kesme kuvveti değerleri ve kolon eksenel kuvvetleri temellere etkitilerek zemin taşıma gücü kontrol edilir ve donatı hesapları yapılır. Temel boyutları yeterli değilse temellerde gerekli boyutlar hesaplanarak, üst yapı yüklerin zemine aktarıldığı gösterilmelidir.

4. MEVCUT KÖPRÜNÜN YERİNDE İNCELENMESİ

4.1 Köprü Hakkında Genel Açıklamalar

Bayrampaşa (Sağmacılar) ve Karteltepe semtlerini birbirine bağlayan Bayrampaşa-Kartaltepe-Bağlantı Yolu Köprüsüne ait mevcut projeler elde edilemediğinden, köprü üzerinde yerinde birtakım ölçümler yapılmıştır. Buna göre Köprü 13 açıklıklı olup bütün açıklıklar L = 12.25 m, Üstyapı 0.50 m aralıklı betonarme T kirişler ile teşkil edilen betonarme tabliyeden oluşmaktadır. Köprü üstyapısı genişliği 19.90m dır. Sağ ve sol yaya kaldırımları 2 m genişliğindedir. Köprü üstyapısında 1.90m genişliğinde orta refüj bulunmaktadır. Taşıt yolu genişliği ise 14 m (2 × 7m) olup, gidiş - dönüş şeklinde yapılmıştır. Köprü üstyapısında bir açıklıkta en kesitte 40 adet betonarme nervür kirişleri bulunmaktadır. Bu kirişler, ölçülebildiği kadarıyla 20cm/60cm ebatlarındadır. Yanlara doğru 8 cm yüksekliğinde 10 cm çıkıntılı konsol tabliyeleri vardır. Köprü üstyapısını taşıyan bu nervür kirişleri, A1 aksı kenar ayaktan gözlenebildiği kadarıyla basit mesnetli olarak kenar ayak ve orta ayaklarda elastomer mesnetler üzerine oturmaktadır. Köprü orta ayakları, yerinde dökme 60 x 200 cm boyutlarında 4 adet kolon ile düzenlenmiş olup yaklaşık 6-7 m mertebelerinde değişken yüksekliktedir. Orta ayak kolonları, üstte ölçülebildiği kadarıyla üst genişliği 100 cm, alt genişliği 60 cm ve yüksekliği de 100 cm olan başlık kirişine, altta ise mütemadi bir temelle mesnetlendirilmiştir. Orta ayak temel tiplerinin yapılan incelemeler ve çalışmalar sonucunda yüzeysel temellere oturduğu belirlenmiştir. Temel kalınlığı 100 cm mertebesindedir.



Şekil 4.1 : Bayrampaşa Köprü Genel Görünüşü



Şekil 4.2 : Bayrampaşa Köprüsünün Üstten Görünüşü



Şekil 4.3 : Deforme Olmuş Elastomer Mesnet



Şekil 4.4 : Yetersiz Kiriş Mesnet Genişliği

4.2 Köprü Yerinde Yapılan İnceleme ve Malzeme Deneyleri

4.2.1 Söz konusu köprünün konumu

Tez kapsamında incelenecek olan köprü İstanbul İlçesi Bayrampaşa ve Kartaltepe semtleri Bayrampaşa–Kartaltepe bağlantı yolu üzerinde bulunmaktadır. Bayrampaşa–Kartaltepe bağlantı yolu köprüsü 3 bölümde incelenmiştir.

Kartaltepe Tarafı Köprü Kısmı:

Bu bölümde köprünün A1 kenar ayağı ile P6 orta ayağı arasında kalan kısım incelenmektedir.

Bina Türü Yapılar Bölgesi:

Bu bölüm P6 orta ayağından başlamakta ve P7 orta ayağında sona ermektedir. Köprü yapısından çok farklı olan betonarme karkas "bina" sistemine ait kirişler P6 ve P7 aksı orta ayak başlık kirişlerine elastomer mesnetler vasıtasıyla oturtturulmuştur. Bu bölümün altından geçen raylı sistem bu bölgeyi iki kısma ayırmaktadır. Her iki kısım da birbirine benzemektedir. Kartaltepe tarafında kalan kısım 5 akstan oluşan betonarme çerçeveli bir sistemdir. Bu bölümde kolonlar dışarıdan kapatılmış ve içerisi kullanılmaktadır. Bayrampaşa tarafında bulunan kısım ile simetrik olduğu anlaşılmaktadır.

Bayrampaşa Tarafı Köprü Kısmı:

Bu bölüm P7 orta ayağından başlamakta ve P19 orta ayağından sonra A2 kenar ayağında sona ermektedir.

4.2.2 Yapılan İnceleme ve Çalışmalar

Bu teknik çalışma, Kartaltepe – Bayrampaşa bağlantı yolu köprüsünde yerinde yapılan hasar / arıza tespit ve inceleme sonuçları ile yapılacak onarım ve güçlendirme çalışmalarına ilişkin, hazırlanacak onarım ve güçlendirme uygulama projelerine esas teşkil edecek onarım / güçlendirme önerilerini içermektedir.

Köprü hasar / arıza durumunun tespiti, sınıflandırılması ve değerlendirilmesinde Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü tarafından benzeri işler için daha önce hazırlanan Özel Teknik Şartnamedeki esaslara uyulmuştur.

Buna göre köprüde elle, gözle ve basit aletli (çekiç, schmidt çekici, çelik şerit metre v.b.) olarak eleman bazında basit teknik muayene çalışmaları yapılmış olup her bir yapı elemanının durumu,

- "Kötü" (acil onarım gereklidir);
- "Orta" (acil olmamakla beraber onarım gereklidir);
- "İyi" (onarım gerekli değildir, ancak onarım gerektirmeyecek derecede hafif arıza ve hasarlar söz konusu olabilir);

kriterlere göre sınıflandırılmıştır. Arazi çalışmaları sırasında köprü için teknik muayene ve hasar / arıza tespit formu doldurulmuştur (Tablo A1). Köprüde teker teker incelenen yapı elamanları söz konusu formda belirtilmiştir.

Onarım ve Güçlendirme önerileri tespitinde esas olarak teknik geçerlilik (yapı davranışı ve işlevi açısından "işe yarayacak" ve teknik bakımdan "başarılı" olabilme) ve uygulanabilirlik (geçmişte başarı ile uygulanmış olma) faktörleri ön planda tutulmuştur.

Arazide yapılan araştırma sırasında her bir yapıda uygun görülen yerlerde

1) Betonda paspayı derinliği (beton örtü veya kabuk kalınlığı) tespiti;
2) Betonda karbonasyon derinliği tespiti;
3) Schmidt çekici kullanılarak yaklaşık beton dayanımı tespiti;
4) Belirli noktalardan sınırlı sayıda beton karot numuneler alınarak beton dayanım tespiti;

çalışmaları da yapılmış olup bu çalışmaların sonuçları da özet çizelgeler halinde verilmiştir (Tablo A2).

Bu tespitler dışında köprüde inceleme çalışmaları aşağıdaki gibi yapılmıştır:

4.2.2.1 Betonarme hasarları

Beton arıza ve hasarları (tüm beton elemanlar için)

- Beton yüzeyindeki aşınma
  - Renk değişimi
  - Harç ve harç kabuğu aşınması
  - Agrega aşınması
- Betonda çiçeklenme, küflenme

- Betonda harçsız boşluklar
- Beton yüzeyde açıkta demirler
- Beton yüzeyinde tabakalar halinde kabarma ve dökülmeler
- Betonda paspayı atması
- Betonda çatlaklar (genişlik, uygunluk ve mümkün olan yerlerde derinlik)
- Betonda kırılma ve kopmalar

4.2.2.2 Mesnetlerdeki hasarlar

- Elastomer mesnetler (düşey düzleme göre 15 – 20° den daha fazla enine/boyuna deformasyon, yatay kayma, bombeleşme, çelik yaprakların belirmesi veya açığa çıkması, alt/üst temas boşluğu, yırtılma, ezilme, v.b. olumsuzluklar)
- Genleşme derzlerinin durumu
- Tabliye üstü asfalt kaplamanın genel durumu (çatlak, çatlak ağı, çukur, v.s.)
- Köprü yaklaşım dolgusu (çökme belirtileri)
- Temel hareketlerine ait belirtiler
- Ricat duvarı, kanat duvarı, kulak tipi köprü yaklaşım elemanlarının genel durumu (beton hasar ve arızaları, açılmalar, eğilme, v.b.)
- Kenar ve orta ayakların genel durumu (beton hasar ve arızaları ile bunların dışında kalan herhangi bir anormallik).
- Köprü üstyapı sisteminin genel durumu (kiriş, döşeme, kalıp plağı ile varsa enleme gibi taşıyıcı elemanlarda beton hasar ve arızaları ile bunların dışında kalan herhangi bir anormallik)
- Su tahliye (drenaj) boru sistemi ile garguyların durumu (tıkalı, eksik, kopmuş, kırılmış, v.b.)
- Yaya korkuluklarının durumu (paslı, hasarlı, v.b.)

Bu çalışma kapsamında yapılan hasar durumu sınıflandırmasının; yapıların onarım yöntemlerinin daha detaylı olarak belirlenmesine ve ayrıca yapıların onarım sonrasındaki hizmet ömrü boyunca periyodik olarak izlenebilirliğini kolaylaştıracağına ve gelecekte yapılması gereken periyodik teknik muayene çalışmalarını daha sistemli hale getireceğine inanılmaktadır.

Yerinde yapılan arıza / hasar tespiti ve yapı teknik muayenelerinde; deprem nedeniyle ve/veya yapıların kullanım süresi içinde deprem dışındaki nedenlerle meydana gelmiş bulunan hasar ve arızalar bir bütün olarak değerlendirilmiştir.
Elde edilen arıza/hasar bilgileri, her bir olumsuzluğa birer standart poz numaraları verilmek suretiyle köprü boy kesiti ve planında gereken yerlerine ve konumlarına işlenmiştir. Köprüye ait güçlendirme hesaplarında kullanmak amacıyla, köprüde Schmidt Çekici kullanılarak yaklaşık beton dayanımı tespiti yapılmıştır. Schmidt çekicinin tek başına beton dayanımını tespit etmesinde yetersiz olabileceği düşünülerek köprünün belirli yerlerinden sınırlı sayıda beton karot numuneler alınmış ve bu numuneler üzerinde laboratuarda yapılan deneyler ile beton dayanımları bulunmuştur. Schmidt çekici ve karot numunesi sonuçları da bu çalışma kapsamında verilmiştir (Şekil A2). Elde edilen bu sonuçlara göre köprünün mevcut beton dayanımı C20 olarak kabul edilmiştir. Güçlendirme hesapları sırasında mevcut yapı elemanlarının tahkikinde beton sınıfı C20 kullanılmıştır.

4.2.2.3 Gözlenen hasarlar

Genel olarak köprü yerinde tespit edilen yapısal hasar ve arızalar aşağıda belirtilen şekilde gruplandırılabilir:

1. Orta ayak kolon betonlarında paspayı atması ve açıkta demirler bulunmaktadır.
2. Orta ayak başlık kirişi betonlarında tabakalar halinde kabarma ve dökülmeler ve yer yer açıkta demirler görülmüştür.
3. Orta ayak başlık kirişlerinde betonda gözle fark edilecek derecede çatlaklar mevcuttur.
4. Orta ayak temellerinin bir kısmı açığa çıkmış olup görünen betonlarda açıkta demirler ve tabakalar halinde kabarma ve dökülmeler tespit edilmiştir.
5. Taşıyıcı kirişler doğrudan orta ayak başlık kirişi betonlarına oturmakta olup bulunması gereken (elastomer) mesnetler özelliğini yitirmiştir.
6. Orta ayak başlık kirişlerinde ve kenar ayak perdelerinde kiriş oturma payları çok yetersiz görülmektedir.
7. Üstyapı döşemesinde hangi akslarda (ayaklarda) genleşme derzleri bulunduğu belirsizdir. Ayrıca, döşemede yer yer önemli çatlaklar görülmüştür.

8. Taşıyıcı kirişlerinde çoğunda etriyeler ve yer yer boyuna donatı tamamen açıktadır; beton kabuk dökülmüştür; kiriş üst flanş betonları da yer yer kırılmıştır.
9. Kartaltepe tarafı köprüde bazı açıklıklarda kirişlerin gözle fark edilecek derecede kalıcı sehim yaptığı görülmüştür.
10. Köprüde çalışır vaziyette bir garguy ve su tahliye drenaj (boru) sistemi bulunmamaktadır;
11. Köprü tabliye üstü asfalt kaplamasında yer yer önemli boyutta enine çatlaklar ve çukurlar bulunmaktadır; bu çatlaklar döşeme betonuna da sirayet etmiştir.
12. Köprüde ayakların üzerinde deprem sırasında kirişleri tutabilecek hiçbir deprem takozu mevcut değildir. Dolayısıyla, yanal deprem hareketi sırasında kirişlerin aşağıya düşmesine karşı hiçbir önleyici mekanizma bulunmamaktadır.
13. Köprü tabliye betonu üzerinde (gerekli olan) su tecridinin de bulunmadığı (su izlerinden) söylenebilir.

4.3 Araştırma Sonuçları ve Öneriler

- Köprüde taşıyıcı kirişlerin betonlarının çok kötü durumda olması ve çok sayıda hasarlı kiriş bulunması, kirişlerin yer yer kalıcı sehim yapmış olması, tabliye derz durumunun belirsizliğini koruması, tabliye betonunda da yer yer önemli çatlaklar görülmesi, gerekli olan kiriş elastomer mesnetlerinin mevcut olmaması ve dolayısıyla bunların yerine yenilerinin konulmasının zorunluluğu ve bunun sonucu olarak toplam 760 adet kirişin hidrolik krikolarla kaldırılması gereklidir. Tabliye betonlarının belirli akslarda kırılarak yeni genleşme derzleri teşkili ve ayrıca asfalt kaplamanın komple sıyrılarak tabliye betonu üzerine yeni su tecridi yapılması ve kaplamanın yenilenmesi zorunluluğu gibi önemli problemler ve faktörler dikkate alınarak, bu kirişlerin onarımının pratik açıdan "uygulanabilir" olmaması ve maliyet bakımından da oldukça yüksek olmasından dolayı yukarıda bahsedilen problemli kirişler ve tabliye tamamen kaldırılarak yerine aralıklı yeni prekast öngerilmeli beton kirişleri tümü ile kökünden çözebilecek bir çözüme gidilmesi gerekmektedir. Bu durumda mevcut kirişlerin montajı ve yerinde dökümü ile yeni betonarme tabliye yapılması, diğer bir ifade ile köprü

üstyapısının yenilenmesinin daha uygun bir çözüm olacağı düşünülmektedir. Yapılan çalışmalar sonucunda, mevcut durumda enkesitte bulunan 40 adet betonarme kirişin yerine önerilen şekilde 14 adet öngerilmeli beton prekast kiriş konulması halinde ayaklara gelen üstyapı ağırlığında %22.4 oranında bir azalma olacağı hesaplanmıştır. Üstyapıdan ayaklara gelen yükteki bu azalmanın deprem yükünün ayaklara dağılımına yansıyacağı düşünülerek tabliyenin yenilenmesi çözümünün önemli bir avantajı ortaya çıkmaktadır. Köprü üzerinde 2 adet taşıt yolu bulunduğuna göre yolların teker teker trafiğe kapatılıp açılması ile önerilen çözümün gerçekleştirilmesi mümkündür. Ayrıca, bu sistemle kirişler arasına gerekli deprem takozlarının yapılması da mümkün olacaktır.

- Mevcut orta ayak başlık kirişleri kesitleri büyütülerek kiriş oturma payı mesafeleri gereken miktarlar sağlanacak şekilde artırılmış olacaktır; aynı zamanda mevcut başlık kirişinin deprem bakımından yetersiz olan taşıma kapasitesi de gereken mertebeye yükseltilmiş olacaktır.

- Tüm ayaklarda yeni elastomer mesnetler veya kayıcı mesnetler yerleştirilmelidir.

- Kartaltepe ve Bayrampaşa tarafı köprü bölümleri ile farklı "bina türü" betonarme karkas yapının birleştiği P6 ve P7 aksı orta ayaklarda birer kayıcı mesnet teşkili gerekli görülmektedir. Burada amaç, köprü bölümü ile "bina türü" sisteminin birbirine (yatay) deprem yükü aktarmasını önlemek ve dolayısıyla mevcut sistemde bu konuda mevcut olan belirsizliği ortadan kaldırmak ve her yapı sistemini kendi içinde çözmektedir. Dolayısı ile "bina" türü betonarme karkas sistemin güçlendirilmesine gerek kalmayabileceği söylenebilir.

- Kenar ayaklarda kayıcı mesnetler teşkil edildiğinde kenar ayaklar deprem yükleri açısından tabliyeden izole edilmiş olacak ve dolayısı ile güçlendirilmelerine gerek kalmayarak bu yönde bir tasarruf sağlanmış olacaktır.

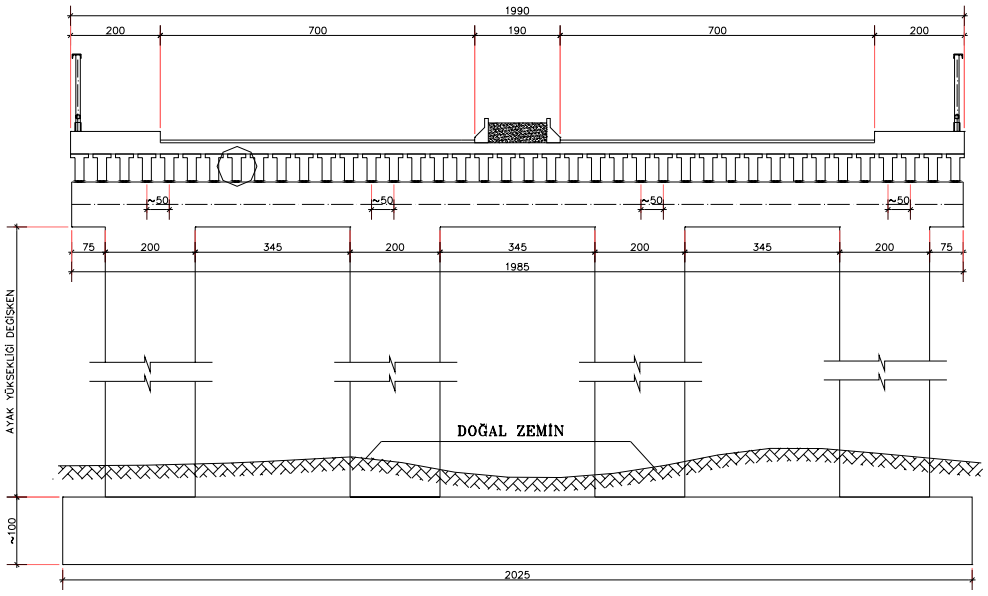
- Tabliyede; kenar ayaklarda ve hesap sonucunda gereken orta ayaklarda yeni genleşme derzleri teşkil edilmelidir. A1 ve A2 aksı kenar ayaklarda ve P6 ve P7 aksı orta ayaklarda 80-100 mm yatay hareket kapasiteli yapıya ankrajlı tipte çelik genleşme derzleri teşkili gerekebilir; diğer bazı orta ayaklarda ise 50 mm kapasiteli seçme agregadan oluşan bitümlü tip genleşme derzleri yeterli olabilir.

- Orta ayak kolonlarının da deprem yükleri bakımından çok yetersiz olmaları nedeniyle (gerekli yüzeysel beton onarımını müteakip) mantolanarak genişletilmeleri ve genişletilecek başlık kirişlerine bağlanmaları gerekecektir.
- Mevcut temellerin de deprem yükleri bakımından çok yetersiz olmaları nedeniyle (gerekli yüzeysel beton onarımını müteakip) genişletilmeleri ve kalınlaştırılmaları gerekecektir.
- Bulunması gerekli olan ve deprem sırasında kirişlerin aşırı yanal hareketini engelleyecek şekilde kenar ayaklarda ve orta ayaklarda kirişlerin arasında yeni deprem takozları yapılmalıdır. Ayrıca, köprü uzun olduğundan kirişlerin boyuna yönde hareketini sınırlayacak şekilde orta ayaklarda başlık kirişi üzerinde daha önce konu edilenlere dik doğrultuda yeni deprem takozları da yapılmalıdır.
- Mevcut A1 ve A2 kenar ayak perdelerinde ve metro hattını geçen çelik kirişlerin oturduğu perdelerde ilave betonarme konsol imalatlar yapılarak halihazırda şartname sınırlarının çok altında olan kiriş yatay oturma payı mesafeleri gereken miktarlara yükseltilmiş olacaktır.

5. MEVCUT KÖPRÜNÜN TANITILMASI

5.1 Mevcut Köprünün Özellikleri

Açıklık sayısı	: 13
Köprü verevliği	: Aliymanda
Köprü genişliği	: 19.90m
Taşıt yolu genişliği	: 7.00 m
Trafik hesap şerit sayısı	: 2 şerit
Sol yaya kaldırımı genişliği	: 2.00m
Sağ yaya kaldırımı genişliği	: 2.00m
Ayak eksenleri arası açıklıklar	: 12,25m kenar ve orta açıklıklarda
Köprü toplam boyu	: 159.25 m
Üst yapı tipi	: T kesitli kiriş
Hareketli yük sınıfı	: H_{30} S_{24}
Orta ayak tipi	: Betonarme Dikdörtgen kesitli kolon
Kenar ayak tipi	: Betonarme L kesitli perde
Temeller	: Sürekli Temel



Şekil 5.1 : Mevcut Köprü Üstyapısı Tipik En Kesiti

Tablo 5.1: Kolon Yükseklikleri

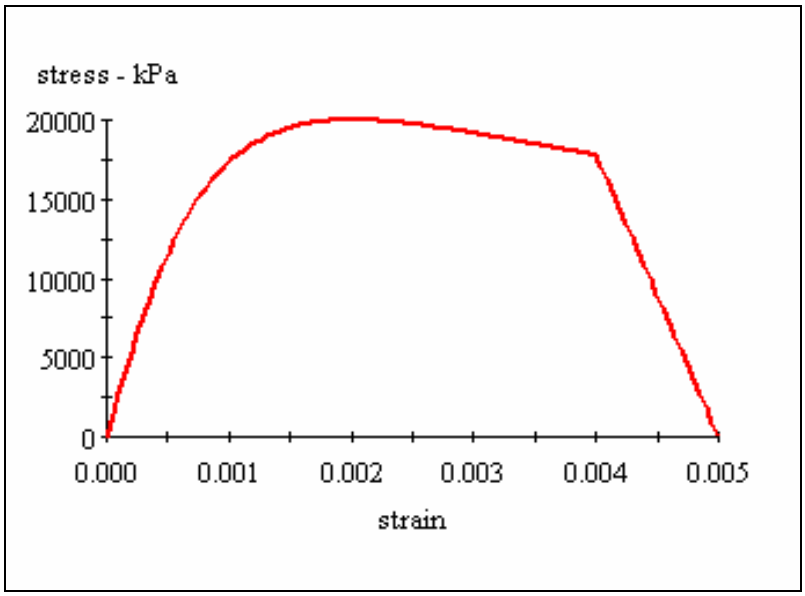
Aks	Net Kolon Yüksekliği (m)
P8	9.26
P9	9.01
P10	9.00
P11	8.50
P12	8.00
P13	7.50
P14	7.00
P15	6.50
P16	6.00
P17	5.50
P18	5.00
P19	4.50

5.2 Malzeme Özellikleri

Mevcut köprüde kullanılan beton sınıfı C20 olarak alınmıştır malzeme özellikleri (Şekil 5.2)' de verilmiştir. Güçlendirme amaçlı kolon, temel, başlık kiriş mantolarında ve beton sınıfı C25 olarak alınmıştır (Şekil 5.3). Mevcut köprüde kullanılan donatı çeliği S220 (Şekil 5.4), mantoda S420 donatı çeliği alınmıştır (Şekil 5.5). Kesit hesabında her elemanın moment-eğrilik diyagramları çizilmesinde XTRACT programı kullanılmıştır.

5.2.1 Beton özellikleri

Köprü mevcut kolon elemanları etriye sıklaştırması olmaması ve kancaların belirsiz olması nedeniyle sargısız olarak kabul edilmiştir. Güçlendirilmiş kolonda ise sargılı olarak dikkate alınmıştır.



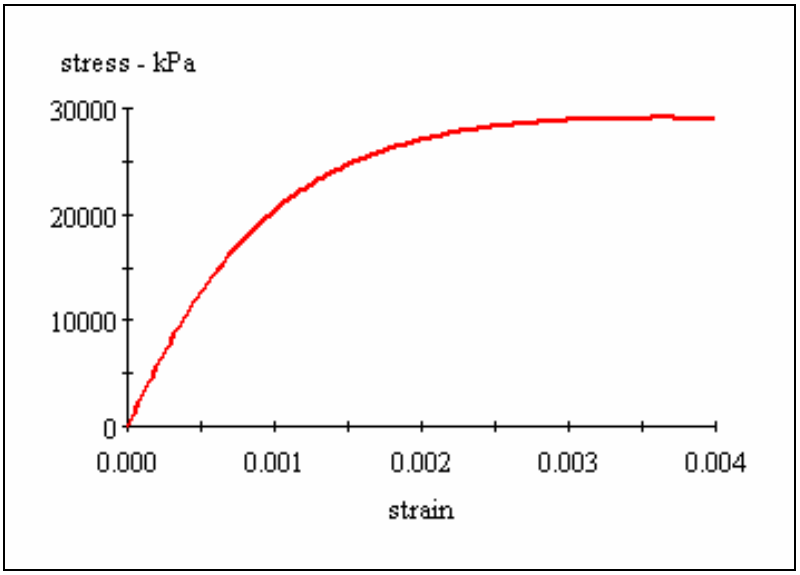
Şekil 5.2: Sargısız Beton Gerilme-Birim Deformasyon Modeli

f_c' = 20 N/mm^2 (28 günlük silindir mukavemeti 20 MPa)

$E_c = 4700(f_c')^{0.5}$ = 28500 N/mm^2

ε_{co} = 0.002

ε_{sp} = 0.005



Şekil 5.3: Sargılı Beton Gerilme-Birim Deformasyon Modeli

Mevcut köprü kolon manto elemanlarında C25 beton sınıfı kullanılmıştır.

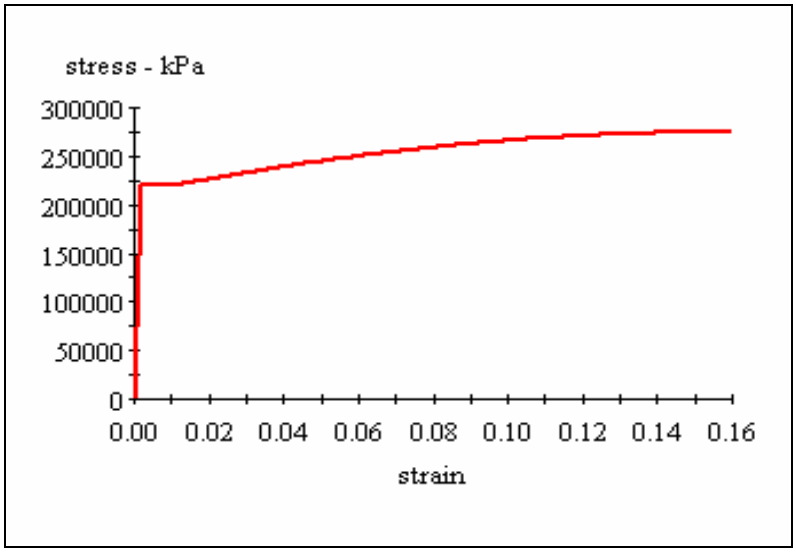
f_c' = 25 N/mm^2 (28 günlük silindir mukavemeti 25 MPa)

$E_c = 4700(f_c')^{\wedge}0.5$ = 302500 N/mm^2

$\varepsilon_{sp} = 0.004$

5.2.2 Çelik özellikleri

Köprü mevcut betonarme elemanlarda yapı çeliği S220'dir. Gerilme-deformasyon grafiği Şekil 5.12'de verilmiştir.



Şekil 5.4 : S220 Çelik Gerilme-Birim Deformasyon Modeli

$E_s = 200000$ MPa

$f_y = 220$ MPa

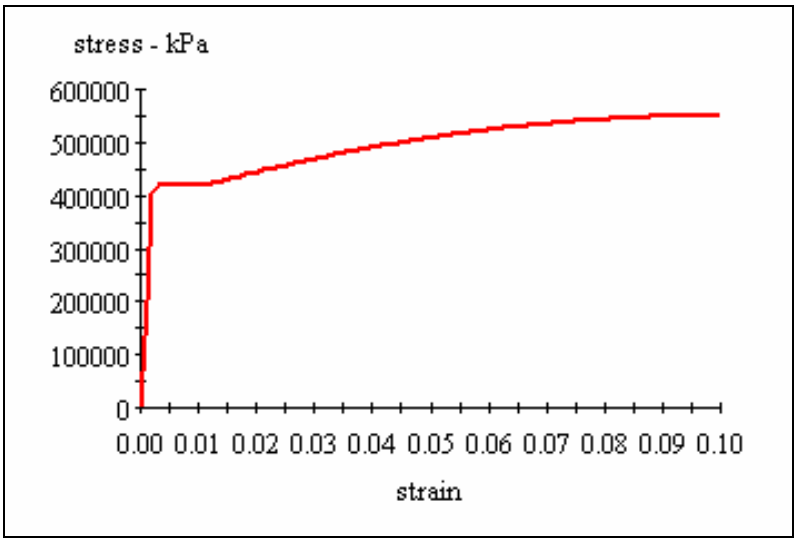
$f_u = 275$ MPa

$\varepsilon_y = 0.0011$

$\varepsilon_{sh} = 0.011$

$\varepsilon_{su}^{R} = 0.10$

$\varepsilon_{su} = 0.16$



Şekil 5.5 : S420 Çelik Gerilme-Birim Deformasyon Modeli

Güçlendirme betonarme elemanlarda yapı çeliği S420 kullanılmıştır.

$E_s = 200000$ MPa

$f_y = 420$ MPa

$f_u = 550$ MPa

$\varepsilon_y = 0.0021$

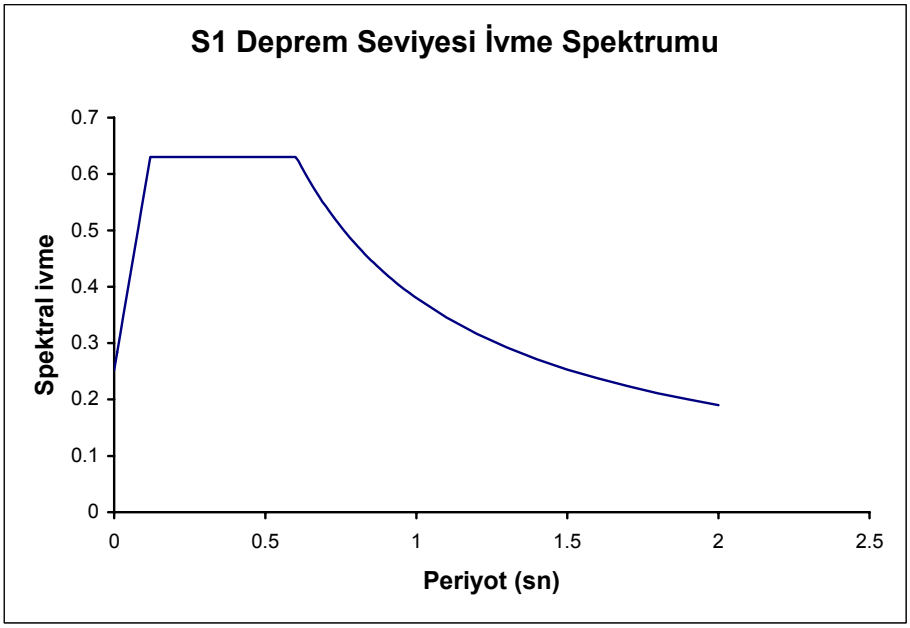
$\varepsilon_{sh} = 0.008$

$\varepsilon_{su}^{R} = 0.10$

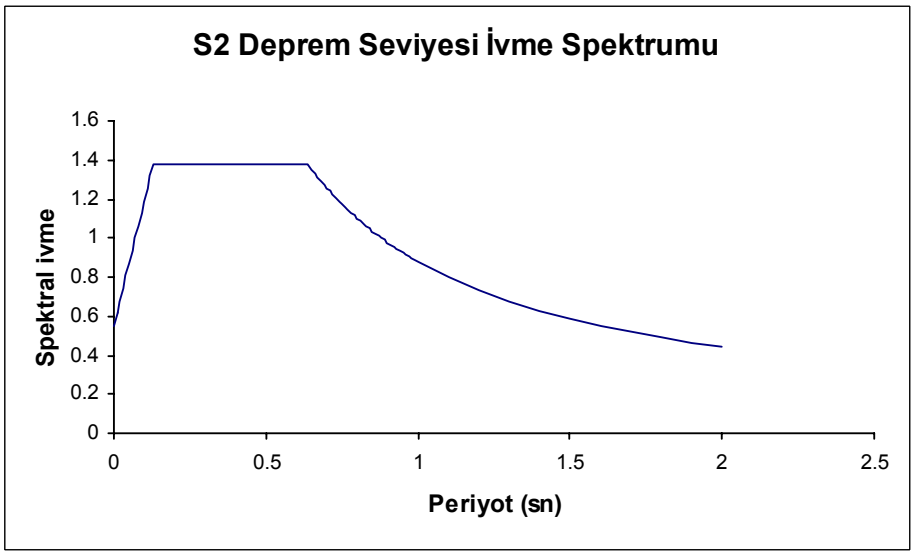
$\varepsilon_{su} = 0.10$

5.3 Deprem Spektrumu

Sağmalcılar 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. İşletme Değerlendirmesi Deprem Yer Hareketi (S1) : Marmara Fayı üzerinde oluşacak 7.5 moment büyüklüklü senaryo depreminden kaynaklanacak ortalama determinisitk deprem yer hareketi (Şekil 5.6) ve Emniyet Değerlendirmesi Deprem Yer Hareketi (S2) 50 yılda %2 olasılıkla oluşacak probabilistik deprem yer hareketi (Şekil 5.7).



Şekil 5.6: İşletme Değerlendirmesi Deprem Yer Hareketi (S1)



Şekil 5.7: 50 Yılda %2 Olasılıkla Oluşacak Probabilistik Deprem Yer Hareketi

5.4 Zemin Parametreleri

Dolma zemin için:

Tabii birim hacim ağırlığı (γ) : 17.0 kN/m^3

İçsel sürtünme açısı (ϕ) : 28^o

Kohezyon (c) : 0 kN/m^2

Karbonifer Yaşlı Anakaya – Trakya Formasyonu için:

Tabii birim hacim ağırlığı (γ) : 23.0 – 24.0 kN/m^3

İçsel sürtünme açısı (ϕ) : 45^o – 47^o

Kohezyon (c) : 0

Düşey Yatak Katsayısı (K_V) : 200000 kN/m^3

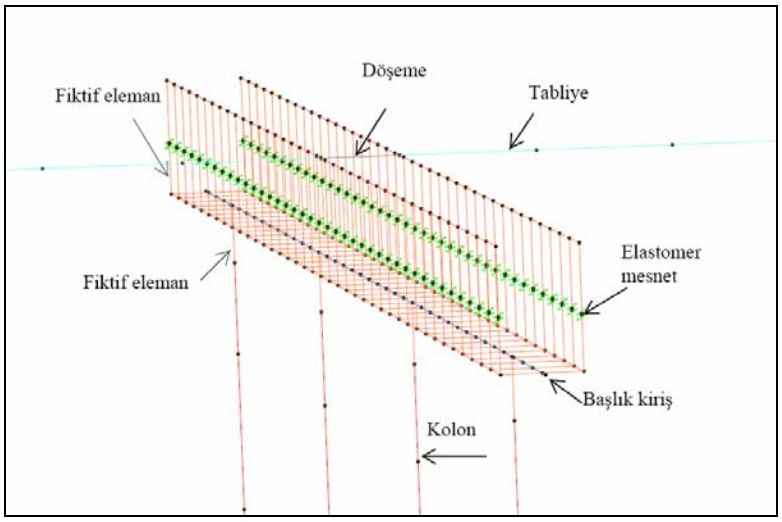
Anakaya – Trakya formasyonuna ait Kumtaşı-Silttaşı-Kiltaşı tabakaları üzerine oturtulmuş yüzeysel köprü temelleri için zemin emniyet gerilmesi ($\sigma_{z,em}$);

$\sigma_{z,em}$ = 300 kN/m^2 alınmıştır.

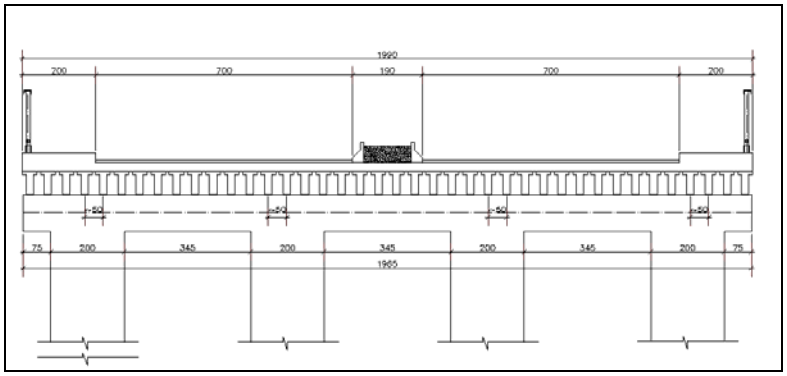
6. MEVCUT KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL ELASTİK HESABI

6.1. SAP 2000' de Modelleme Detayları

Matematik modeli kurulurken AASHTO Bölüm IA 4.5.2 maddesine uyulmuştur. Köprünün tüm üstyapı elamanları (kolon, başlık kirişi, döşeme, tabliye) üç boyutlu çubuk elemanlar olarak tanımlanmıştır. Elemanlar 3 deplasman ve 3 dönme olmak üzere 6 serbestlik derecesine sahiptir (Şekil 6.1). Genleşme derzi olan ayaklarda döşeme elemanları kaldırılarak üstyapı sürekliliği kesintiye uğratılmıştır.



Şekil 6.1: Genleşme Derzsiz Orta ayaklar İçin Matematik Model Detayı



Şekil 6.2: Köprü Enkesiti

Tabliye enkesiti Şekil 6.2'de verilmiştir. Tabliye modelde çubuk eleman olarak tanımlanmıştır. Enkesit özellikleri aşağıdaki gibidir.

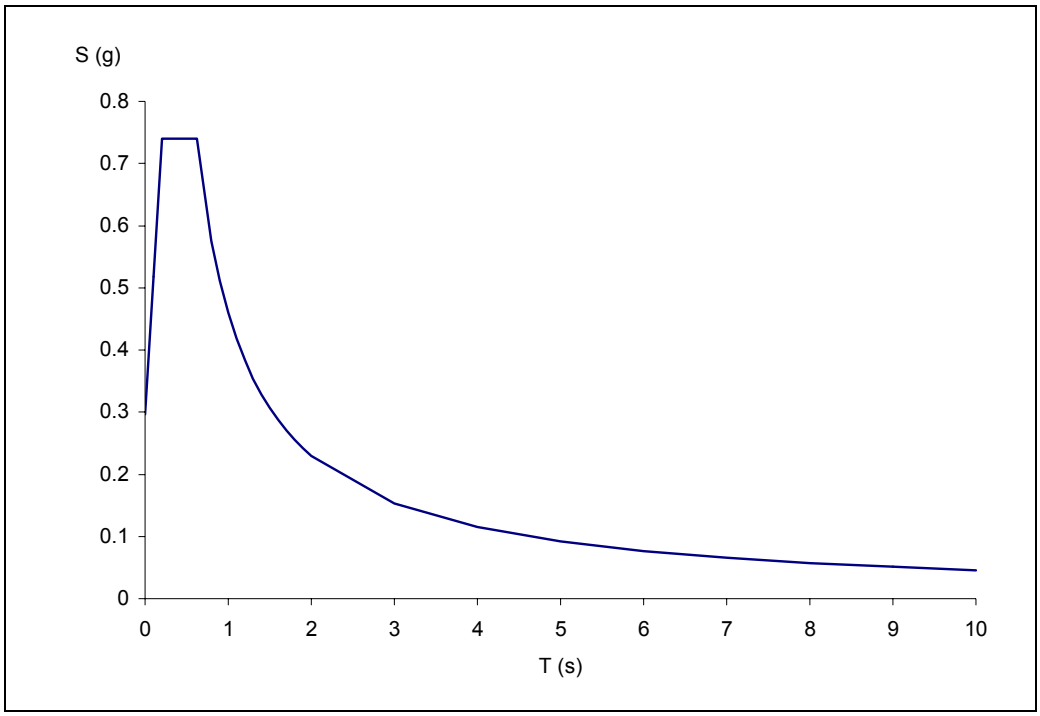
Alan	$A=11.415\ m^2$
3-3 ekseni etrafındaki atalet momenti	$I_{33}=0.8076\ m^2$
2-2 ekseni etrafındaki atalet momenti	$I_{22}=425.866\ m^2$

Köprü kenar ayakları modele katılmamış ve kenar ayak elastomerleri alt uçlarından ankastre kabul edilmiştir. Dörtgen kesitli orta ayak kolonlarının alt uçları ankastre olarak modellenmiştir. Kolonların üstünde yer alan ters T şeklindeki başlık kirişleri 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 hesaplanmalıdır. Bu yapıda elastomerlerin çalışmadığı düşünülerek elemanların tutulduğu varsayımı ile analiz yapılmıştır. Ayrıca dönme rijitlikleri sıfır alınmıştır. Elastomer mesnetlerin tabliyeyle ve başlık kirişi ile bağlantıları düşeyde-yatayda fiktif elemanlarla sağlanmıştır. Köprü üstyapısının (tabliye) kütlesi her bir çubuk elemanının baş ve sonunda toplandığı kabul edilerek her iki global eksende (X,Y) o noktalara etkitilmiştir.

Başlık kirişlerinde üstyapının her iki global eksende deplasmanlarını sınırlayan deprem takozları bulunmaktadır. Gerek çekilen resimlerde, gerekse yapılan gözle muayene sonucunda mevcut elastomerlerin artık kullanılamaz halde olduğu ve değiştirilmesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

6.2 Yapılan Hesap Hakkında Açıklamalar

Köprü üstyapı modeli Bölüm 6.1' de anlatıldığı gibi kurulmuş ve hesap yöntemi olarak Çok Modlu Dinamik Analiz seçilmiştir. Hesaba katılacak mod sayısını bulmak için AASHTO Bölüm IA 4.5.4' den yararlanılmıştır. Burada açıklık sayısının 3 katı veya maksimum 25 modun alınması gerektiği belirtilmiştir. Dolayısı ile 25 mod (modları hesaplarken Ritz vektörü yöntemi kullanılmıştır) hesaba katılmıştır.



Şekil 6.3: Davranış spektrumu

Davranış spektrumu olarak Şekil 6.3' deki spektrum kullanılmıştır. Bu spektrum Bayrampaşa köprüsüne çok yakın olan Sağmalcılar Viyadüğü için hazırlanmış olan bir veridir. Bu çalışmada Şekil 6.3 teki spektrum kullanılarak hesaplar yapılmıştır. (AASHTO olasılık olarak 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi varsaymaktadır). Yapılan Çok Modlu Dinamik Analiz sonucunda köprü boyuna yönde ve buna dik olarak enine yönde Şekil 6.4' te gösterilen kolon kesitlerindeki iç kuvvetler bulunmuş ve sonuçta aşağıdaki gibi yük kombinasyonları oluşturulmuştur.

DL: Zati yükler

EQ_x: Köprünün boyuna yönünde deprem kuvveti

EQ_y: Köprünün enine yönünde deprem kuvveti

LC1: Köprünün boyuna yönündeki deprem yükü+%30 enine yönündeki deprem yükü

LC1: $1.0DL+1.0EQ_x+0.30EQ_y$

LC2: Köprü enine yönündeki deprem yükü+%30 boyuna yönündeki deprem yükü

LC2: $1.0DL+1.0EQ_y+0.30EQ_x$

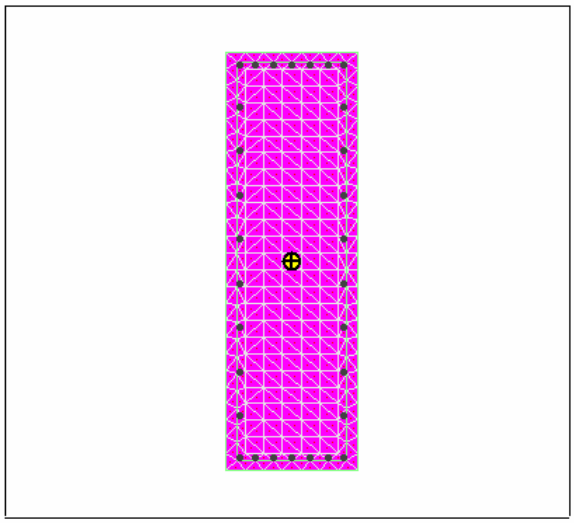
Section Details:

X Centroid:	.3000 m
Y Centroid:	1.000 m
Section Area:	1.200 m^2
I gross about X:	.4240 m^4
I gross about Y:	37.72E-3 m^4
Reinforcing Bar Area:	15.93E-3 m^2
Percent Longitudinal Steel:	1.327 %
Overall Width:	.6000 m
Overall Height:	2.000 m
Number of Fibers:	466
Number of Bars:	30
Number of Materials:	3

Material Types and Names:

Strain Hardening Steel:	Steel1
Unconfined Concrete:	PASPAYI
Unconfined Concrete:	C20

Comments:



Şekil 6.4 Kolon Eğilme Donatısı İçin Hesap Kesiti

Kolon kesitlerinde (Şekil 6.4) bulunan momentler davranış düzeltme katsayısı (R) ile azaltılmışlardır. Köprü boyuna yönde konsol davrandığı için R=3, köprü enine yönde çerçeve davranış gösterdiği için R=5 seçilip tahkik edilmiştir (Şekil 6.12, Şekil 6.13). Normal kuvvet ve kesme kuvvetleri için R=1 olarak alınmıştır.

Kolonların çift eksenli eğilme dayanımı AASHTO bölüm IA 7.6.2.(b)' ye uygun olarak hesaplanmıştır. Kolon çift eksenli dayanımı yukarıda anlatılan eğilme momentlerinden az olmayacaktır ve kolon tasarımı tüm maksimum ve minimum normal kuvvetler için kontrol edilecektir. Dayanım azaltma faktörü (ϕ); normal kuvvetin ($0.2f'_cA_g$)'den büyük olması durumu için 0.5, 0 ile ($0.2f'_cAg$) değerleri arasında olması durumu için 0.5 ile 0.9 arasında doğrusal değişecek ve 0'dan küçük olması durumu için 0.9 değerini alacaktır. Kolonlarda donatı yüzdesi minimum % 1 maksimum % 6 olarak sınırlandırılmıştır. Son olarak ta Bölüm IA 7.6.2.c ye göre kayma ve sargı donatısı hesapları yapılmıştır

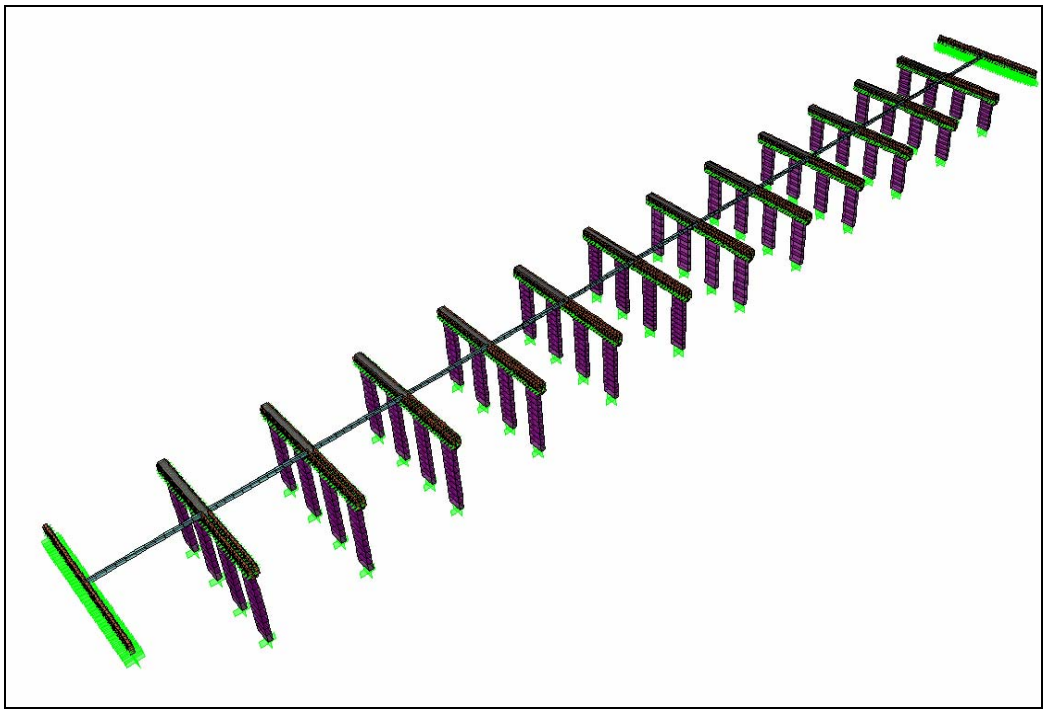
6.3 Modal Analiz Sonuçları

Yapılan çok modlu analizde kütle katılımının %90 dan fazla olması gerekmektedir. Tablo 6.1 de görüldüğü üzere her iki doğrultuda kütle katılımı % 96 civarındadır. Ayrıca Tablo 6.1'de her mod için periyot değerleri görülmektedir.

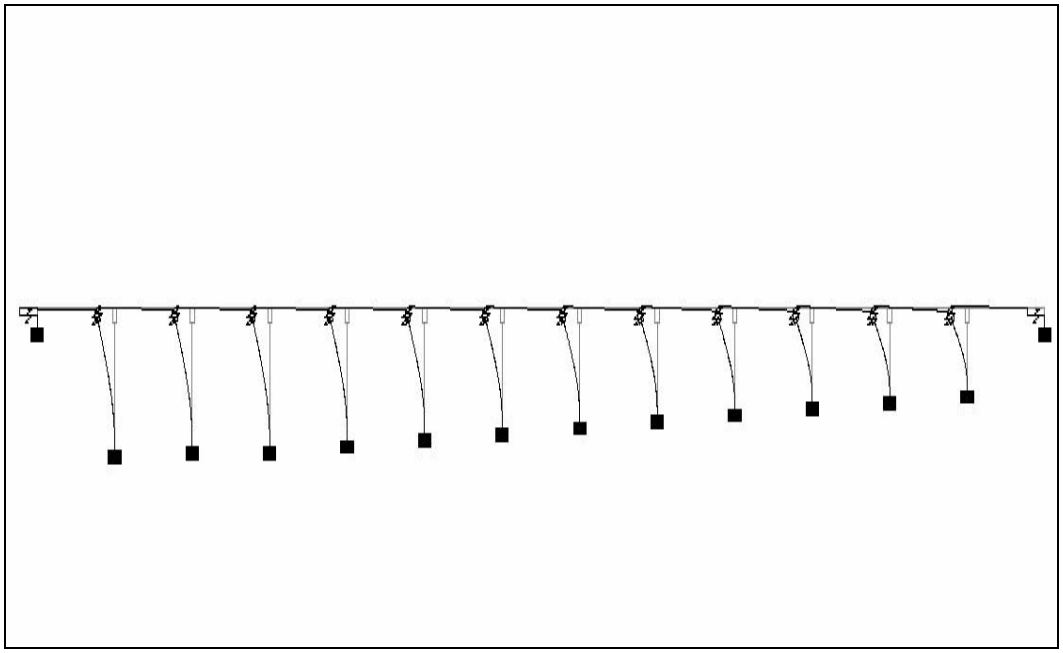
Tablo 6.1: Modal Katılım Oranları

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
riitz	Mode	1	0.736	0.917	0.000	0.000
riitz	Mode	2	0.213	0.917	0.342	0.000
riitz	Mode	3	0.153	0.917	0.604	0.000
riitz	Mode	4	0.127	0.917	0.891	0.000
riitz	Mode	5	0.121	0.917	0.896	0.000
riitz	Mode	6	0.115	0.917	0.896	0.024
riitz	Mode	7	0.112	0.917	0.896	0.065
riitz	Mode	8	0.110	0.917	0.896	0.097
riitz	Mode	9	0.107	0.917	0.896	0.229
riitz	Mode	10	0.103	0.917	0.914	0.229
riitz	Mode	11	0.102	0.917	0.914	0.231
riitz	Mode	12	0.088	0.917	0.918	0.231
riitz	Mode	13	0.076	0.917	0.921	0.231
riitz	Mode	14	0.076	0.920	0.921	0.231
riitz	Mode	15	0.072	0.930	0.921	0.231
riitz	Mode	16	0.067	0.930	0.922	0.231
riitz	Mode	17	0.066	0.937	0.922	0.231
riitz	Mode	18	0.060	0.937	0.923	0.231
riitz	Mode	19	0.059	0.944	0.923	0.231
riitz	Mode	20	0.051	0.944	0.924	0.231
riitz	Mode	21	0.049	0.949	0.924	0.232
riitz	Mode	22	0.044	0.949	0.924	0.232
riitz	Mode	23	0.041	0.957	0.924	0.232
riitz	Mode	24	0.031	0.957	0.930	0.232
riitz	Mode	25	0.030	0.966	0.930	0.233

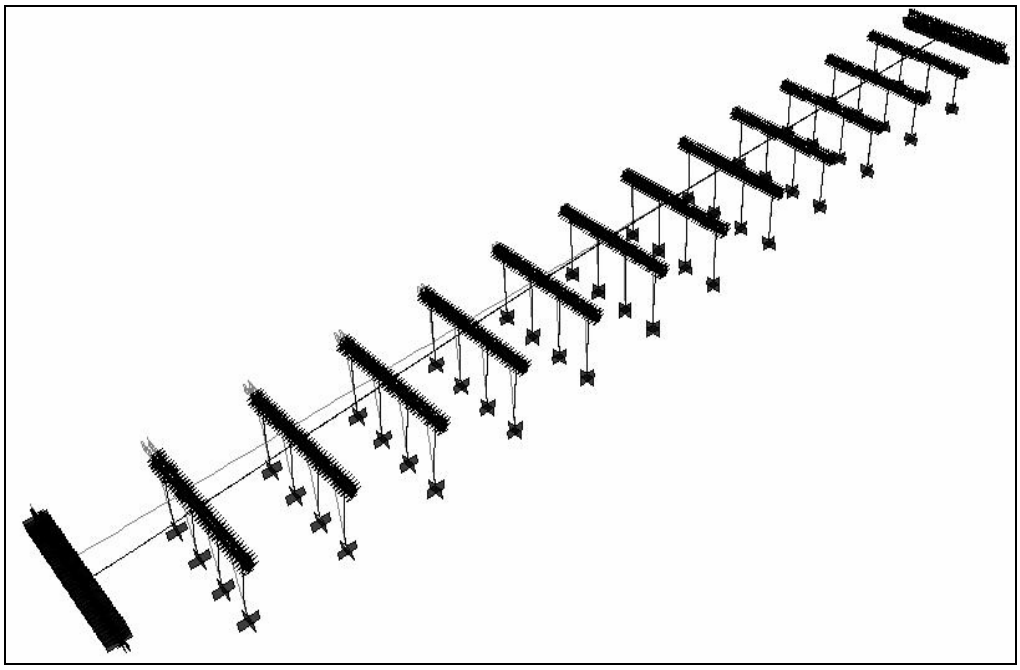
Sap 2000'de oluşturulan matematik model Şekil 6.5'de görülmektedir. Şekil 6.6, 6.7 ve 6.8'de ise mevcut köprü 1, 2 ve 3 modları görülmektedir. Mevcut köprü birinci modu görüldüğü üzere köprü boyuna doğrultuda ikinci modu enine yönünde üçüncü. modu ise burulma çıkmıştır.



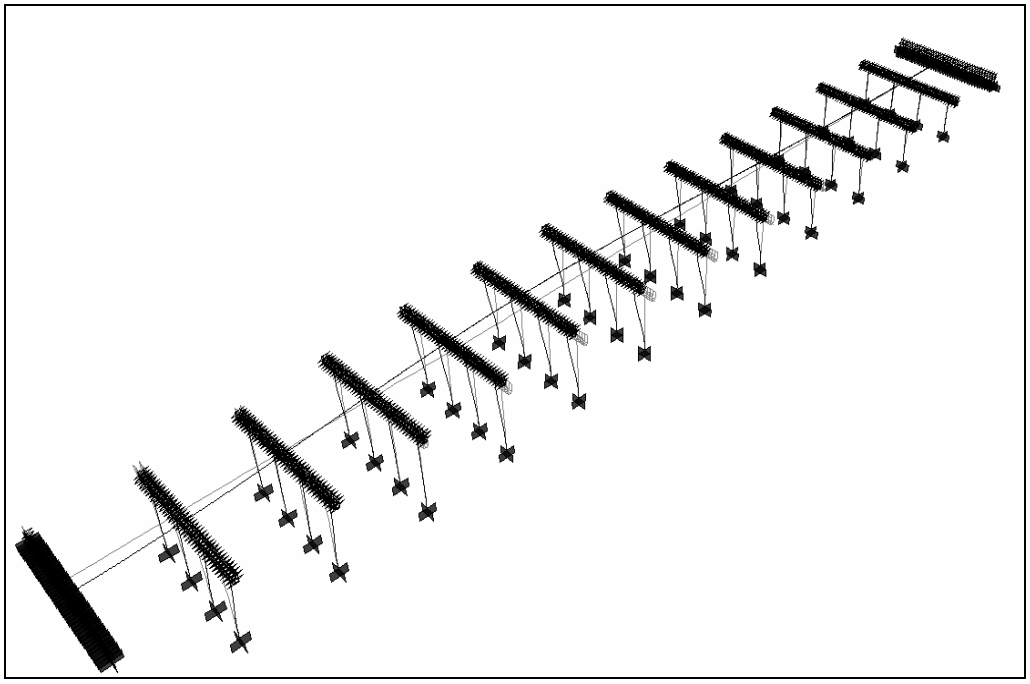
Şekil 6.5: Mevcut Köprü Matematik Modeli



Şekil 6.6: Mod.1 (T_1=0.736 s)



Şekil 6.7: Mod.2 (T_2=0.213 s)

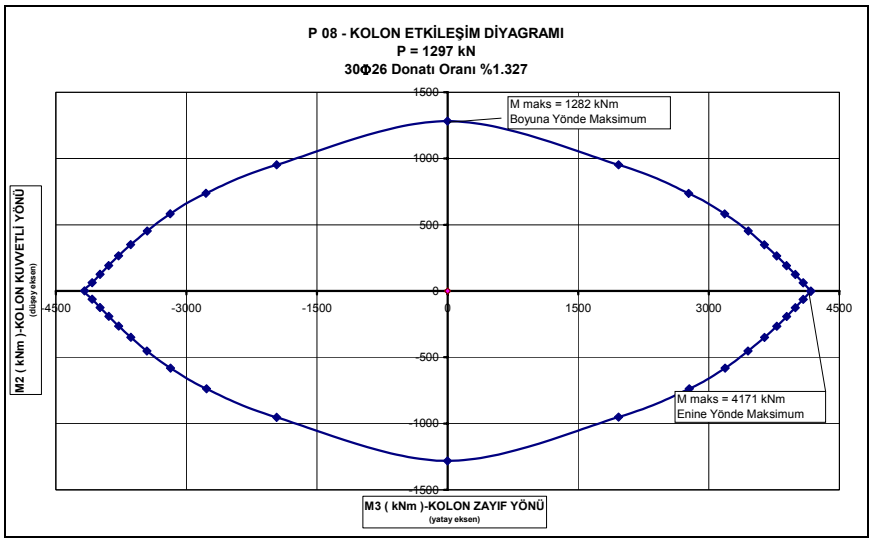


Şekil 6.8: Mod.3 (T_3=0.193 s)

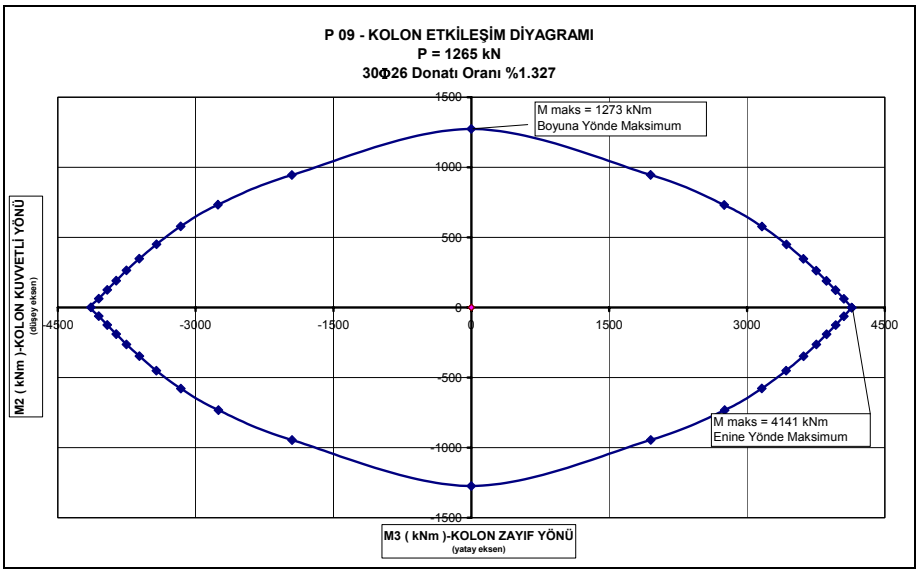
6.4. Kolon Eğilme Donatısı Hesabı

Analiz sonucu, köprü ayaklarında (kolonlarda) oluşan en elverişsiz kesit tesirleri okunur. Kolon kesitlerinde oluşan (Şekil 6.4) momentler, davranış düzeltme katsayısı (R) ile azaltılarak hesaplanır. Köprü boyuna yönde konsol davrandığı için R=3, köprü enine yönde çerçeve davranışı gösterdiği için R=5'e göre bölünerek azaltılmıştır. (AASHTO Bölüm IA 3.7) Normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri için R=1' dır. Tasarım moment değerinin plastikleşme moment değeri aşıp aşmadığı kontrol edilir ve eğer aşmadıysa kesitin bu değeri taşıdığı kabul edilir. Ayrıca moment etkileşim diyagramları çizilir ve elverişsiz kesit tesirlerinin diyagram içerisinde kalıp kalmadığı tahkik edilir.

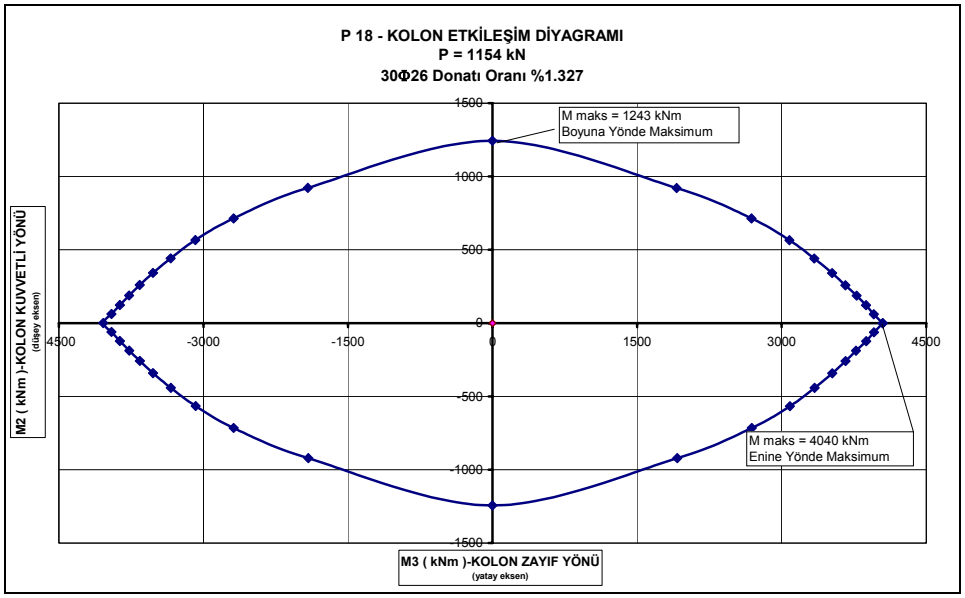
Aks boyunca oluşan normal kuvvet değeri altında moment etkileşim diyagramları çizilmiştir. Köprü boyuna ve enine doğrultuda köprü orta ayak kolon moment kapasite değerlerini elde etmek için %30 oranında artırılmıştır. Moment etkileşim diyagramları Şekil 6.9, Şekil 6.10 ve Şekil 6.11'de verilmiştir. Diğer akslar için hesaplar eklerde (Şekil B1 - B12) verilmiştir. Ayrıca bulduğumuz moment kapasite değerleri kapasite diyagramlarından okunmuştur ve özet olarak da Tablo 6.2'de verilmiştir.



Şekil 6.9 : P 08 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



Şekil 6.10 : P 09 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



Şekil 6.11 : P18 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı

Köprü boyuna yönünde P19 aksındaki kolon kesitinin kapasiteyi aştığı ve P18 aksındaki kolonun da sınırda olduğu Tablo 6.3'de görülmektedir.

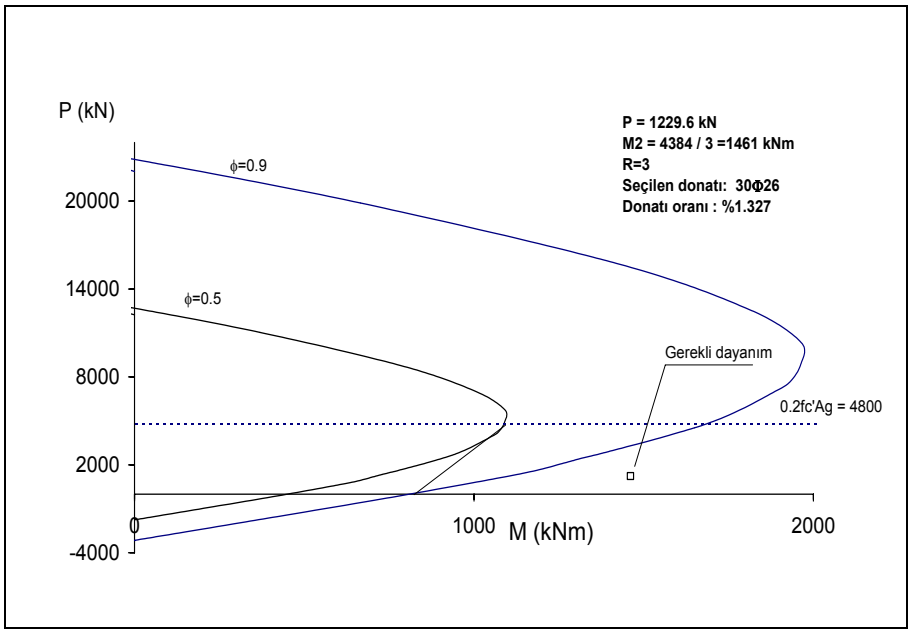
Tablo 6.2: Köprü Boyuna ve Enine Yönünde Kolon Kapasitesi

Aks No:	Eksenel Kuvveti	Köprü Enine Yönünde Kolon Kapasitesi	Köprü Boyuna Yönünde Kolon Kapasitesi
	kN	kNm	kNm
P 08	1297	4171	1282
P 09	1265	4141	1273
P 10	1265	4141	1273
P 11	1251	4126	1271
P 12	1236	4118	1266
P 13	1222	4102	1262
P 14	1208	4095	1259
P 15	1194	4080	1255
P 16	1181	4072	1252
P 17	1167	4057	1248
P 18	1154	4040	1243
P 19	1165	4057	1248

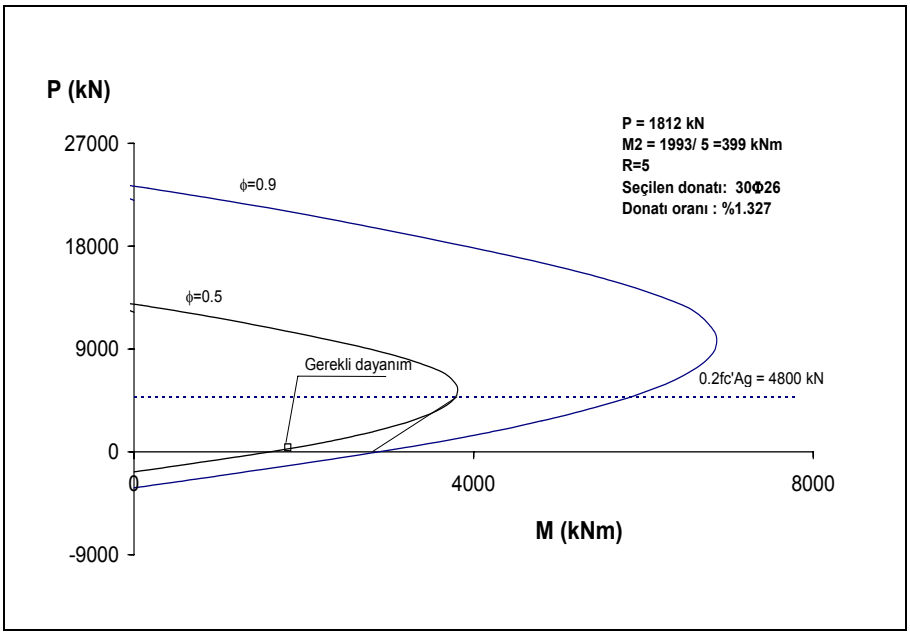
Tablo 6.3: Eğilme Momenti Kapasite Hesabı

Kolon Aks No:	M_{boyuna} kNm	M_{boyuna} R = 3	M_{enine} kNm	M_{enine} R = 5	Köprü boyuna yönde kolon kapasitesi (kNm)	Köprü enine yönde kolon kapasitesi (kNm)
P 08	1355.00	451.67	1947.23	389.45	1282.00	4171.00
P09	1378.00	459.33	1574.17	314.83	1273.00	4141.00
P 10	1430.90	476.97	1236.95	247.39	1273.00	4141.00
P 11	1571.69	523.90	1105.33	221.07	1271.00	4126.00
P 12	1735.62	578.54	1028.41	205.68	1266.00	4118.00
P 13	1929.04	643.01	938.74	187.75	1262.00	4102.00
P 14	2159.26	719.75	832.77	166.55	1259.00	4095.00
P 15	2436.64	812.21	740.10	148.02	1255.00	4080.00
P 16	2774.65	924.88	673.37	134.67	1252.00	4072.00
P 17	3192.87	1064.29	639.51	127.90	1248.00	4057.00
P 18	3720.35	1240.12	688.86	137.77	1243.00	4040.00
P 19	4375.20	1458.40	950.47	190.09	1248.00	4057.00

Boyuna yönde depremli durumda maksimum kesit tesirleri P19 (Şekil C1, Şekil C3) aksındaki kesitlerde oluşmuştur. P19 aksındaki normal kuvvet-moment etkileşim diyagramı Şekil 6.12' de verilmiştir. Bu diyagramda mevcut kolonun kesit tesirleri altında yetersiz olduğu görülmektedir. Enine yönde depremli durumda maksimum kesit tesirleri P08 aksındaki kesitlerde oluşmuştur (Şekil C4, Şekil C6). P08 aksındaki normal kuvvet-moment etkileşim diyagramı Şekil 6.13' de verilmiştir.



Şekil 6.12 : Boyuna Yönünde Depremli Durum P 19 Aks M-N Etkileşim Diyagramı



Şekil 6.13 : Enine Yönünde Depremli Durum P 08 Aks M-N Etkileşim Diyagramı

6.5 DBYBHY 2007'ye Göre Yapının Hasar Düzeyinin Belirlenmesi

Köprünün doğrusal olarak analizi yapılırken yapıdaki hasar düzeyinin belirlenmesinde "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007" Tablo 6.4'de belirtilen etki kapasite oranları dikkate alınmıştır. Kolonların etki kapasite oranları belirlenmiş ve belirtilen etki kapasite tablosunun neresinde kaldığı tespit edilmiştir. Bunun için kolon normal kuvvet değerleri ve kesme kuvveti değerleri de tablodaki formüller dahilinde dikkate alınmıştır. Yapıda meydana gelebilecek hasar düzeyine bu şekilde karar verilebilir. Köprü modelinden okunan en elverişsiz kesit tesirleri (Tablo C1 ve Tablo C2)'de verilmiştir. Bu kesit tesirlerinin oluştuğu normal kuvvetler altındaki moment etkileşim diyagramları ile kolon kapasiteleri Tablo 6.5'de verilmiştir. Kolon kesitlerinin, tasarım depremi altında doğrusal analizi ile incelenmesi yapıldığında minimum hasar sınırını aşan kesitler görülmüştür. Bu sonuca Tablo 6.4 incelenerek varılabilir. Kolon etki kapasite oranlarının ne olduğu incelenmiştir.

Tablo 6.4 : DBYBHY 2007 Tablo 7.3[4]

Sünek Kolonlar			**Hasar Sınırı**		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\, f_{ctm}}$ (2)	**MN**	**GV**	**GÇ**
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

Tablo 6.5 : Köprü Boyuna Yönünde Kolon Etki Kapasite Oranları

Kolon Aks No:	M_{boyuna} kNm	V_{boyuna} kN	N kN	$\frac{N_K}{A_c f_{ck}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Köprü kolon kapasitesi (kNm)	Kolon etki kapasite oranı
P 08	1355.00	147.05	1444.06	0.06	0.08	1282.00	1.06
P09	1378.00	157.74	378.00	0.06	0.09	1273.00	1.08
P 10	1430.90	158.09	1350.28	0.06	0.09	1273.00	1.12
P 11	1571.69	179.89	1326.64	0.07	0.10	1271.00	1.24
P 12	1735.62	206.14	1305.44	0.07	0.12	1266.00	1.37
P 13	1929.04	239.60	1282.46	0.08	0.14	1262.00	1.53
P 14	2159.26	281.78	1258.99	0.09	0.16	1259.00	1.72
P 15	2436.64	336.34	1237.25	0.10	0.19	1255.00	1.94
P 16	2774.65	407.56	1215.92	0.12	0.23	1252.00	2.22
P 17	3192.87	502.28	1197.87	0.13	0.29	1248.00	2.56
P 18	3720.35	631.50	1191.89	0.16	0.36	1243.00	2.99
P 19	4375.20	804.74	1229.60	0.18	0.46	1248.00	3.51

Tablo 6.6 : Köprü Enine Yönünde Kolon Etki Kapasite Oranları

Kolon Aks	M_{enine} kNm	V_{enine} kN	N kN	$\frac{N_K}{A_c f_{ck}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Köprü kolon kapasitesi (kNm)	Kolon etki kapasitesi oranı
P 08	1947.23	314.39	1812.10	0.08	0.18	4171.00	0.47
P09	1574.17	259.59	1683.37	0.07	0.15	4141.00	0.38
P 10	1236.95	204.36	1586.64	0.07	0.12	4141.00	0.30
P 11	1105.33	191.21	1538.31	0.06	0.11	4126.00	0.27
P 12	1028.41	186.18	1505.40	0.06	0.11	4118.00	0.25
P 13	938.74	177.99	1469.33	0.06	0.10	4102.00	0.23
P 14	832.77	165.44	1428.06	0.06	0.09	4095.00	0.20
P 15	740.10	154.99	1389.54	0.06	0.09	4080.00	0.18
P 16	673.37	155.14	1357.68	0.06	0.09	4072.00	0.17
P 17	639.51	157.02	1336.08	0.06	0.09	4057.00	0.16
P 18	688.86	180.69	1342.63	0.06	0.10	4040.00	0.17
P 19	950.47	266.38	1444.82	0.06	0.15	4057.00	0.23

Dayanım bazlı inceleme bu şekilde tamamlanmıştır. Köprü kolonlarının "DBYBHY 2007 dahilinde Tablo 6.4 ile belirtilen değerler ile karşılaştırılmaları yapılmıştır. Dayanım bazlı analiz sonucunda köprü kolonlarının bazıları tasarım depremi altında minimum hasar sınırını aştığı kesitler tespit edilmiştir. Bayrampaşa köprüsü kolonlarının yeterli güvenlikte olmadığı, güçlendirmeye gerek duyulduğu söylenebilir.

6.6 Kolon Kayma Donatısı Hesabı

Mevcut köprü kolonlarında yapılacak kayma donatısı hesapları en büyük iç kuvvetlerine göre yapılmıştır. Köprü boyuna doğrultusunda P19 aksta en büyük kesit tesirler oluşmuştur (Şekil C2 ve Şekil C3). Köprü enine yönünde ise P08 aksta en büyük kesit tesirler oluşmuştur (Şekil C5 ve Şekil C6).

6.6.1 Köprü boyuna yönünde kayma donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü ϕ=0.85 (AASHTO 8.16.1.2.2a)

Kolon kesit alanı : A_g=1200000 mm^2

Faydalı yükseklik : d=550 mm

Hesap genişliği : b_w=2000 mm

Karakteristik beton basınç dayanımı : f_c'=20 N/mm^2

Karakteristik çelik akma dayanımı : f_y=220 N/mm^2

Kesme kuvveti : V_n=808 kN

Normal kuvvet : P_u=1229.6 kN

Boyuna yöndeki etriye aralığı : s=200 mm

N/A_g=1.02 N/mm^2 < $0.1f_c$'=2.0 N/mm^2 (AASHTO IA7.6.2c)

Betonun kesme dayanımı:

$$Vc = 24.1\left[0.0068 + \frac{N}{2000 \cdot A_g}\right] \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \qquad \textbf{(6.1)}$$

V_c=806 kN

Kesitteki etriye : 4Φ12 A_v=452 mm^2

Etriyenin taşıdığı kesme kuvveti : $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$ **(6.2)**

V_s=273.46 kN $V_n \le \phi \cdot (V_c + V_s)$ **(6.3)**

V_n= 806 kN < $\phi(V_c+V_s)$ = 918 kN

Köprü boyuna yönünde kesme güvenliği sağlanmaktadır.

6.6.2 Köprü enine yönünde kayma donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü $\phi=0.85$

Kolon kesit alanı : $A_g=1200000\ mm^2$

Faydalı yükseklik : $d=1950\ mm$

Hesap genişliği : $b_w=600\ mm$

Karakteristik beton basınç dayanımı : $f_c'=20\ N/mm^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı : $f_y=220\ N/mm^2$

Kesme kuvveti : $V_n=322\ kN$

Normal kuvvet : $P_u=1947\ kN$

Boyuna yöndeki etriye aralığı : $s=200\ mm$

$N/A_g=1.02\ N/mm^2 < 0.1f_c'=2.0\ N/mm^2$

Betonun kesme dayanımı: Bölüm 6.6.1 denklemleri (6.1, 6.2 ve 6.3) kullanılmıştır.

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

$V_c=858\ kN$

Kesitteki etriye : $4\Phi12$ $A_v=452\ mm^2$

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

$V_s=970\ kN$ $V_n \le \phi \cdot (V_c + V_s)$

$V_n= 322\ kN < \phi(V_c+V_s) = 1553\ kN$

Köprü enine yönünde kesme güvenliği sağlanmaktadır.

6.6.3 Köprü boyuna yönünde sargı donatısı hesabı

Sargı donatısı aralığı: $a = 200\ mm$

Kolon çekirdek bölgesi ölçüsü : $h_c = 500mm$

Sargı donatısı akma dayanımı : $f_{yh} = 220\ N/mm^2$

Kolon kesit alanı : $A_g = 1200000\ mm^2$

Çekirdek alanı : $A_c = 950000\ mm^2$

$$A_{sh} = 0.3 \cdot a \cdot h_c \frac{f'_c}{f_{yh}}\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right] = 717.7\ mm^2 \qquad \textbf{(6.4)}$$

$$A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} = 1091 \text{mm}^2 \qquad \textbf{(6.5)}$$

Kesitteki sargı : 4 Φ 12 A_v= 452 mm^2 < 1091 mm^2

Köprü boyuna yönünde kesitte bulunan sargı donatısı yetersizdir ve ayrıca sargı aralığı 20 >10 cm olduğundan şartname koşullarına uyumlu değildir

6.6.4 Köprü enine yönünde sargı donatısı hesabı

Bölüm 6.6.3 denklemleri (6.4 ve 6.5) kullanılmıştır.

Sargı donatısı aralığı: a=200 mm

Kolon çekirdek bölgesi ölçüsü : h_c=1900mm

Sargı donatısı akma dayanımı : f_{yh}=220 N/mm^2

Kolon kesit alanı : A_g=1200000 mm^2

Çekirdek alanı : A_c=950000 mm^2

$$A_{sh} = 0.3 \cdot a \cdot h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] = 2727 \text{mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} = 4145 \text{mm}^2$$

Kesitteki sargı : 2 Φ 12 A_v=226 mm^2 < 4145 mm^2

Köprü enine yönünde kesitte bulunan sargı donatısı yetersizdir ve ayrıca sargı aralığı 20 >10 cm olduğundan şartname koşullarına uyumlu değildir.

7. MEVCUT KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ

Bu aşamada köprünün mevcut durumu İşletme Değerlendirmesi Deprem Yer Hareketi (S1): Marmara Fayı üzerinde oluşacak 7.5 moment büyüklüklü senaryo depreminden kaynaklanacak ortalama deterministik deprem yer hareketi, Emniyet Değerlendirmesi Deprem Yer Hareketi (S2) 50 yılda %2 olasılıkla oluşacak probabilistik deprem yer hareketi için köprü enine ve boyuna yönde Doğrusal olmayan statik itme analizi ile tahkik edilmiştir. Köprünün doğrusal olmayan itme analizi için SAP2000-Nonlineer ve XTRACT programları kullanılmıştır.

7.1 SAP 2000'de Modelleme Detayları

Köprü modeli (Şekil 7.14) olarak bölüm 6.1'de yapılan açıklamalar bu hesap yönteminde de geçerlidir. İlave detaylardan birisi düşey elemanlarda çatlamış kesitin atalet momenti kullanılmıştır. Diğeri, ise kolonlarda plastik mafsal oluşmasını beklediğimiz kesitlere Sap2000 programında plastik mafsallar yerleştirilmiştir. Her kolon kesitinin moment-eğrilik diyagramı XTRACT programı kullanılarak çizilmiş ve bilineer hale getirilmiştir (Şekil 7.3). Elde edilen moment-eğrilik diyagramları (Şekil 7.3) moment-plastik dönme eğrisine çevrilmiştir (Şekil 7.4). Köprü boyuna yönünde konsol davranış gösterdiği için kolon alt uçlarında, enine yönde ise çerçeve davranış gösterdiği için kolon alt ve üst uçlarında plastik mafsal (Şekil 7.2) tanımlanmıştır.

7.1.1 Çatlamış kesit hesabı

XTRACT programında zati yük altında analiz yapılmıştır ve moment-eğrilik diyagramı çizilmiştir. Analiz sonucu her kolon için enine ve boyuna yönde $EI_{efektif}$ değerleri elde edilmiştir.

Enine yönde çatlamış kesit katsayısı: $$\frac{EIefektif}{EIxx} \qquad \textbf{(7.1)}$$

Boyuna yönde çatlamış kesit katsayısı: $\frac{EIefektif}{EIyy}$ **(7.2)**

Çatlamış kesit katsayıları Denklem (7.1) ve (7.2) kullanarak hesaplanmıştır ve hesap özetleri Tablo D1'de verilmiştir.

7.1.2 Plastik mafsal boyu hesabı

Orta ayak elemanlarının plastik mafsal boylarının hesabı Caltrans Seismic Design Criteria Version 7.6.2'ye göre yapılmıştır.

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} > 0.044f_{ye}d_{bl} \quad \textbf{(7.3)}$$

Burada:

L: kolon yüksekliği

f_{ye} : Donatının karakteristik akma dayanımı

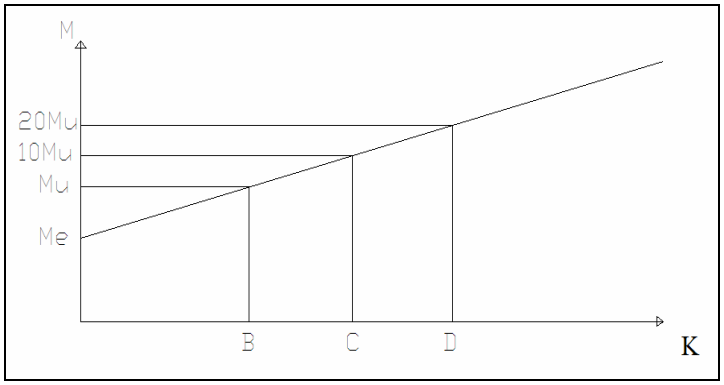
d_{bl} : Donatı çapı

L_p : Analitik Plastik Mafsal Boyu

Plastik Mafsal boyu Denklem (7.3) kullanarak hesaplanmıştır ve hesap özetleri Tablo D2'de verilmiştir.

7.1.3 Plastik mafsal özelliklerinin SAP 2000 programında tanımlanması

Aşağıdaki değerleri, SAP 2000 programında mafsal tanımlanmasında kullanılmıştır.



Şekil 7.1: SAP 2000'de Plastik Mafsal İçin Moment-Eğrilik Diyagramı

$$B = (C_{ult} - C_{eff}) \times L_p \quad \textbf{(7.4)}$$

$$C = \frac{\frac{(10Mu - Me)}{(Mu - Me)}}{B} \quad \textbf{(7.5)}$$

$$D = \frac{\frac{(20Mu - Me)}{(Mu - Me)}}{B} \quad \textbf{(7.6)}$$

Burada:

L_p plastik mafsal boyu (Caltrans 7.6.2'ye göre)

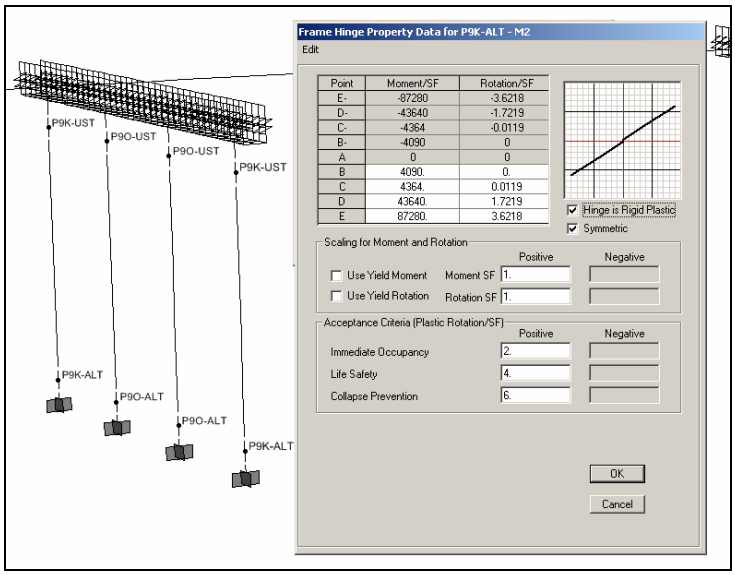
M_u: taşıyabileceği en büyük moment

M_e: efektif moment

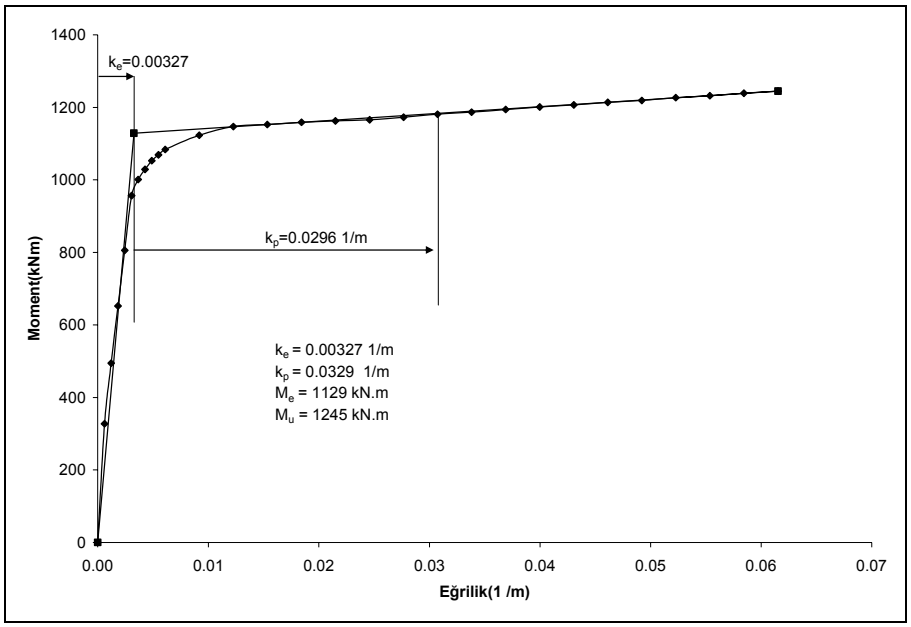
C_{ult}: nihai eğrilik

C_{eff}: efektif eğrilik

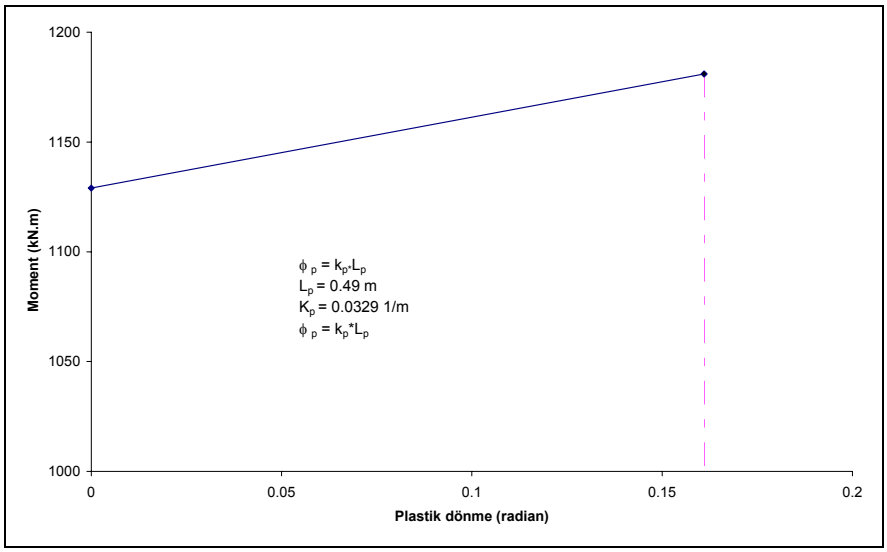
M_u, M_e, C_{ult}, C_{eff} Değerleri XTRACT programı analiz sonucunda bulunmuştur. Denklem 7.4, 7.5 ve 7.6'i kullanarak B, C, D Tablo D2'de verilen değerleri ile elde etmiştir. Bulduğumuz plastik mafsalı temsil eden değerler Sap2000 modelindeki plastik mafsal boyunun ortasına atanmıştır (Şekil 7.2).



Şekil 7.2: Köprü Modelinde Plastik Mafsal Tanımlanması



Şekil 7.3 : P19 Aksı Orta Ayak Köprü Boyuna Yönde Moment-Eğrilik Diyagramı



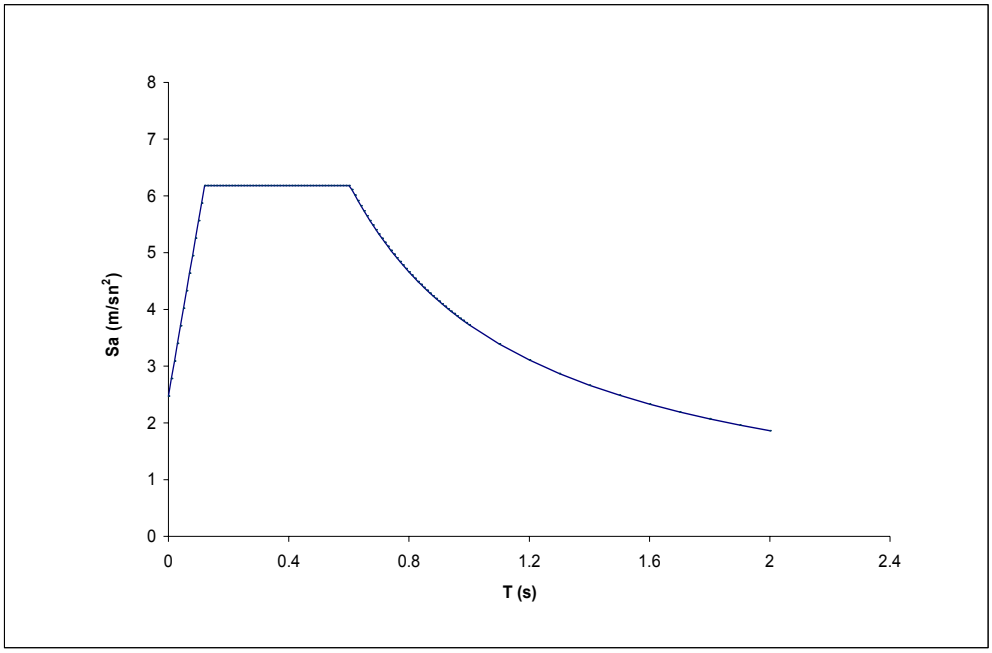
Şekil 7.4 : SAP2000 Programında Tanımlanan P19 Aksı Kolonu Moment-Plastik Dönme Diyagramı

7.2 Yapılan Hesaplar Hakkında Açıklamalar ve İtme Analizi İşlemi

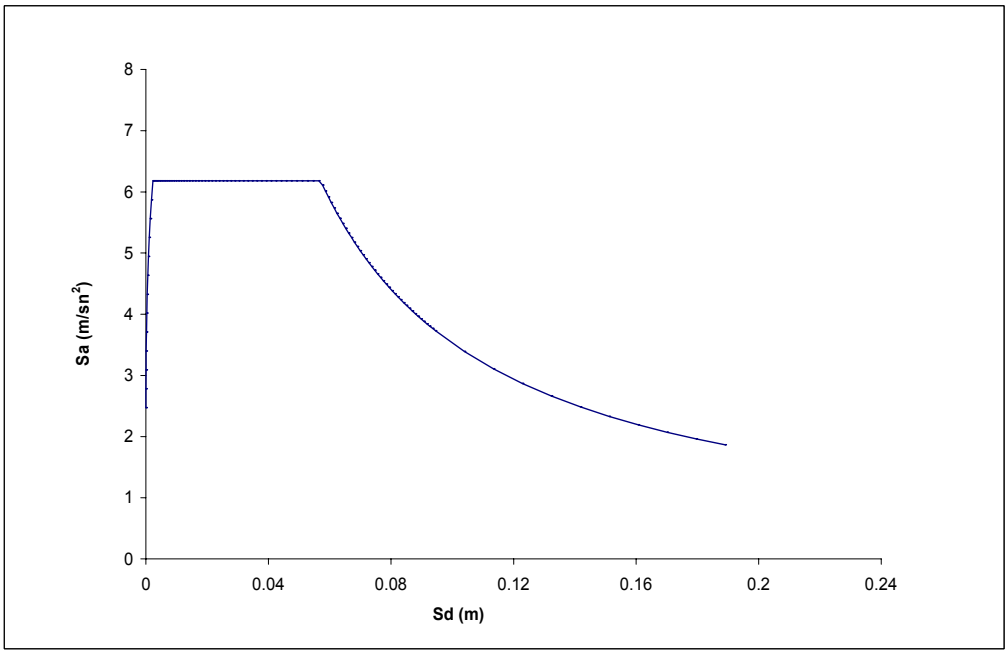
CALTRANS ve ATC-32 şartnameleri deprem tasarımı olarak benzer yaklaşıma sahiptir. Bu şartnameler iki kademeli bir deprem tasarım kriteri öngörmektedir. S1 deprem seviyesi (deterministik) ve S2 deprem seviyesi (probabilistik) 50 yıl içinde aşılma olasılığı %2 olan emniyet değerlendirilmesi deprem yer hareketi olarak belirlenmiştir (Şekil 7.5 ve 7.7). Davranış spektrumları Denklem 7.7 ile Şekil 7.6, 7.8' deki talep spektrumlarından elde edilmiştir. Bu deprem seviyelerine göre birim deformasyon sınırları aşağıda Tablo 7.1'de verilmiştir. Köprünün itme analizi için Sap2000 programı kullanılmıştır. Birinci olarak programa tanımlanan köprü modelinin Şekil 7.10, 7.12'de verilen kapasite diyagramları elde edilmiştir. Köprü boyuna yönündeki kapasite diyagramını elde edebilmek için 1. mod (Şekil 7.15), boyuna yöndeki en yüksek kütle katılımlı mod şeklini birim yükleme (statik) olarak yapıya etkitilmiş ve adım adım arttırılarak (Sap2000 programında Nonlinear-statik analiz işlemi) kapasite diyagramı (pushover curve) elde edilmiştir. Enine yön içinse aynı prosedür 2. mod (Şekil 7.16) için uygulanılarak diyagram elde edilmiştir. Elde edilen kapasite diyagramları 7.8, 7.9, 7.10, ve 7.11 Denklemleri kullanılarak Şekil 7.11, 7.13' deki kapasite spektrumlarına çevrilmiştir.

Tablo 7.1: Betonarme Kesitler İçin Birim Şekil Değiştirme Sınırları

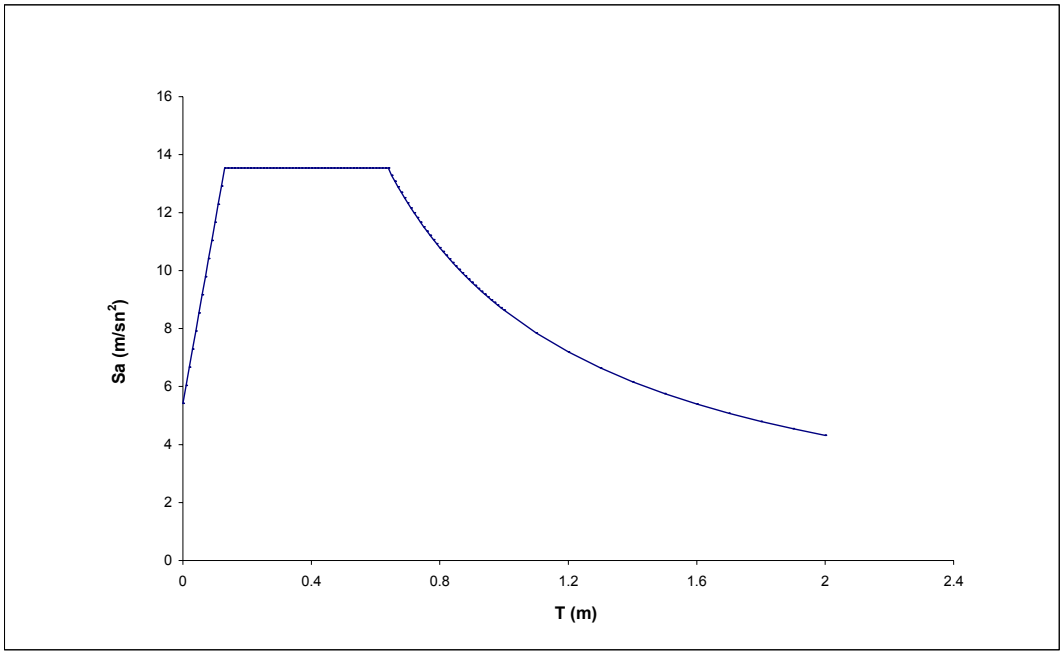
Deprem seviyesi	Sargısız beton için birim deformasyon sınırları		Sargılı beton için birim deformasyon sınırları	
	Beton	Çelik	Beton	Çelik
Minimum Hasar / S1	0.002 (Basınç)	0.008 (Çekme)	0.004 (Basınç)	0.015 (Çekme)
Kontrollü Hasar / S2	0.005 (Basınç)	0.012 (Çekme)	0.018 (Basınç)	0.060 (Çekme)



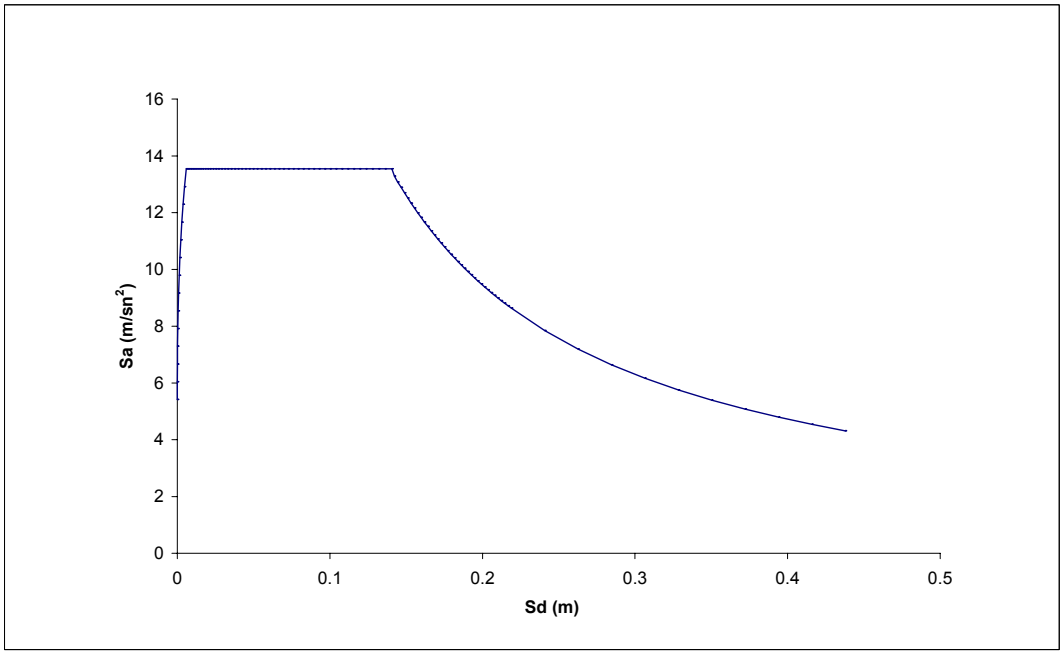
Şekil 7.5 : S1 Deprem Seviyesi Davranış Spektrumu



Şekil 7.6 : S1 Deprem Seviyesi Spektral İvme-Spektral Deplasman Spektrumu



Şekil 7.7 : S2 Deprem Seviyesi Davranış Spektrumu



Şekil 7.8 :S2 Deprem Seviyesi Spektral İvme-Spektral Deplasman Spektrumu

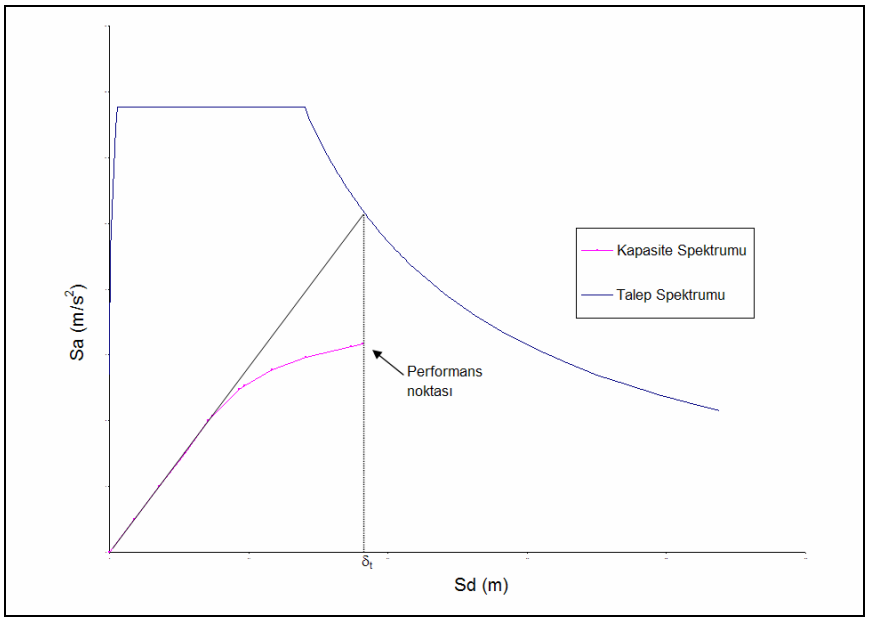
$$T_i = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \qquad \textbf{(7.7)}$$

Kapasite spektrumunun doğrusal kısmı talep eğrisini kesecek şekilde uzatılmış ve kestiği nokta performans noktası olarak belirlenmiştir (eşit deplasman kuralı).

Şekil 7.9 da görüldüğü gibi bu noktanın x eksenindeki değeri hedef deplasman değerini vermektedir.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W \cdot \alpha_i}, \; S_{di} = \frac{\Delta_{tepe}}{\left(PF_1 \cdot \Phi_{1,tepe}\right)} \qquad \textbf{(7.8)}$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^{N} \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}^{\,2}}{g}} \right] \qquad \textbf{(7.9)}$$



Şekil 7.9 : Örnek Kapasite-Talep Spektrumu Kesiştirilmesi

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}}{g}\right]}{\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{w_i}{g}\right]\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}^{\,2}}{g}\right]} \qquad \textbf{(7.10)}$$

R: Elastik dayanım talep oranı

T_e: Yapının etkin periyodu

T_s: Cevap spektrumunun karakteristik periyodu

C_1: Maksimum inelastik deplasmanla hesaplanan doğrusal elastik deplasmanlar arasında düzeltme faktörü

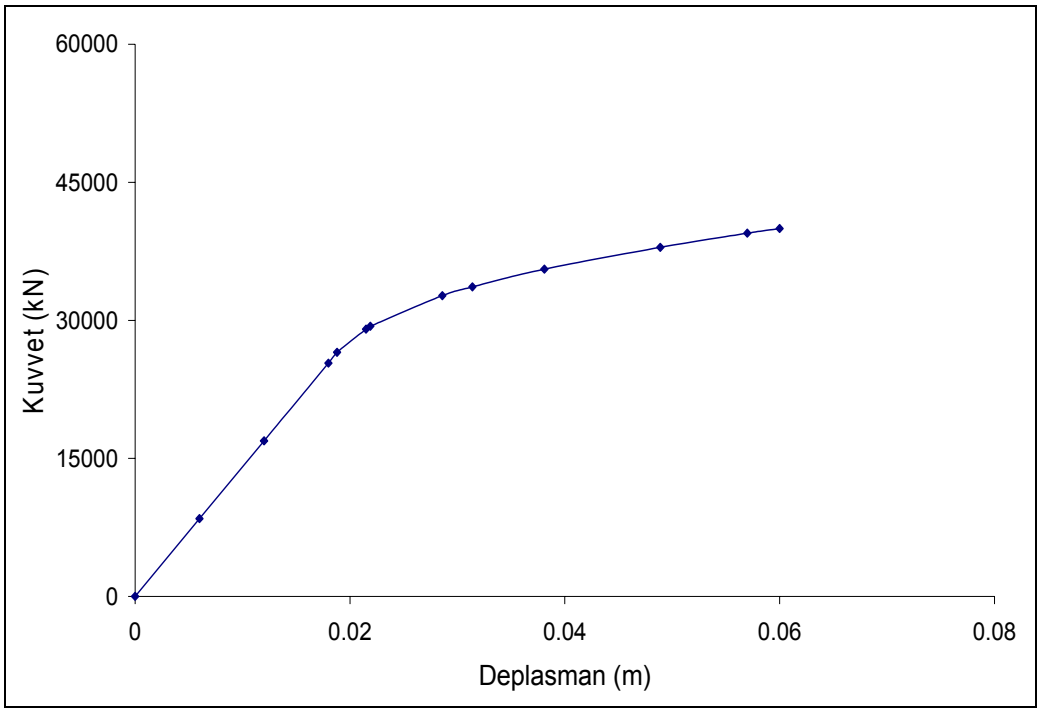
$T_e \geq T_s$ ise $C_1=1$

$T_e < T_s$ ise

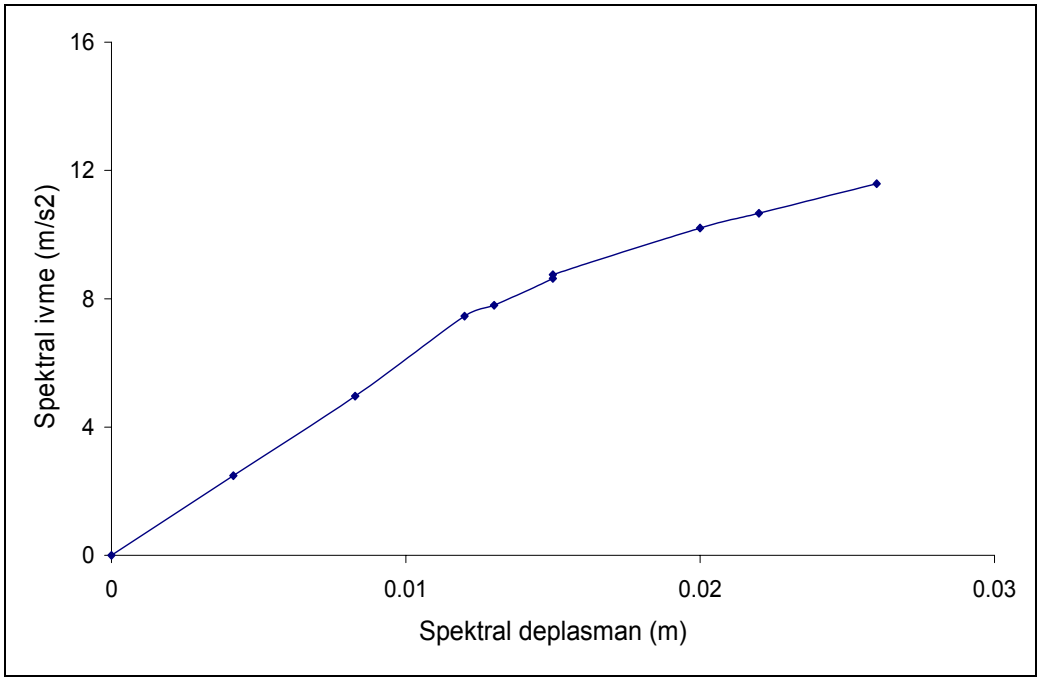
$$C_1 = \left[1 + (R-1) \cdot \frac{Ts}{Te}\right] / R \qquad \textbf{(7.11)}$$

Eğer $T_e < T_s$ durumu gerçekleşirse bulunan hedef deplasman (δ_t) değeri C_1 değeri ile arttırılır.

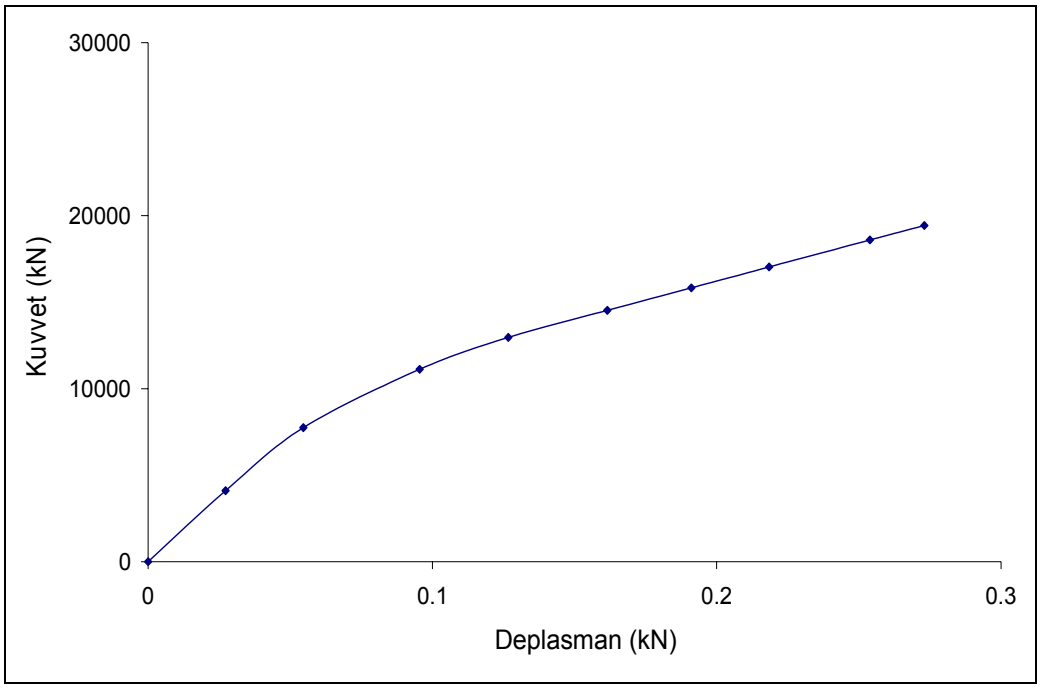
Hedef deplasmana ait dönme değerleri her eleman için plastik mafsal boyuna (L_p) bölünmüş ve elemanın plastik eğrilik değeri (κ_p) bulunmuştur. Bu plastik eğrilik değerine elastik eğrilik değeri (κ_e) eklenerek toplam eğrilik değeri bulunur. Bu toplam eğriliğe karşı gelen betondaki ve çelikteki birim deformasyon değerleri XTRACT programı kullanılarak moment-eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem seviyesi için Tablo 7.1'de verilmiş limit birim deformasyon değerleriyle karşılaştırılmıştır. Köprünün tamamen elastik çalışması durumunda mafsallarda plastikleşme olmayacaktır ve mafsallardaki birim deformasyon 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-κ diyagramından bu momentlere karşılık gelen çelik ve beton birim deformasyon değerleri okunmuştur.



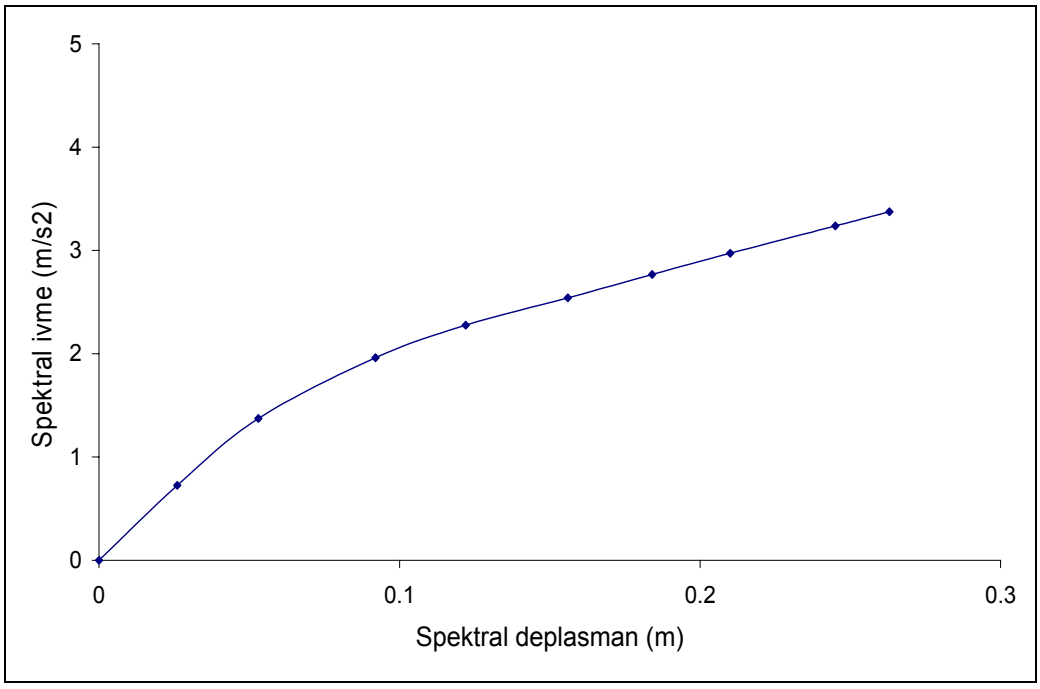
Şekil 7.10 : Köprü Enine Yönünde Kapasite Diyagramı



Şekil 7.11 : Köprü Enine Yönünde Kapasite Spektrumu



Şekil 7.12 : Köprü Boyuna Yönünde Kapasite Diyagramı



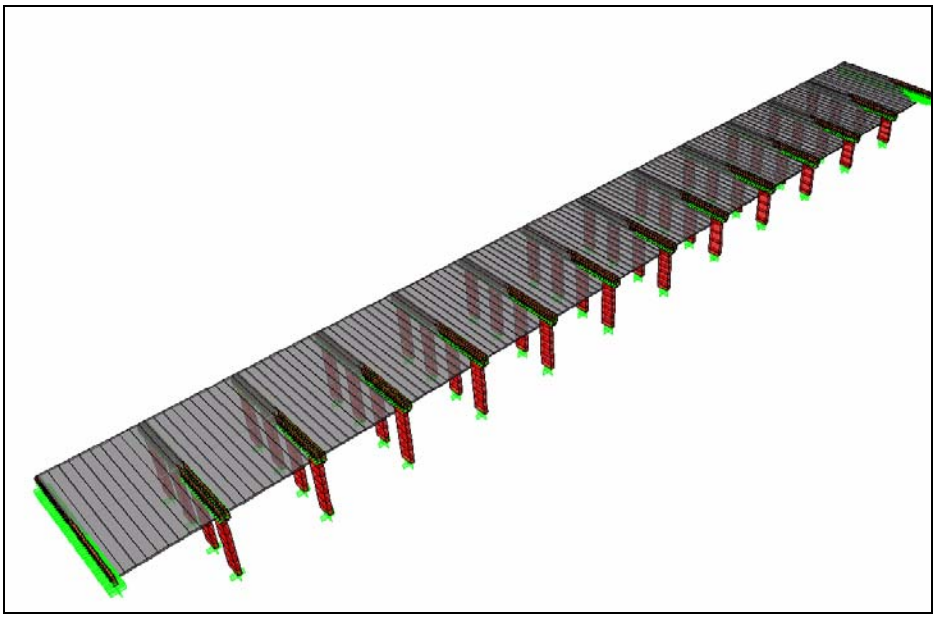
Şekil 7.13 : Köprü Boyuna Yönünde Kapasite Spektrumu

7.3 SAP 2000 Modal Analiz Sonucu

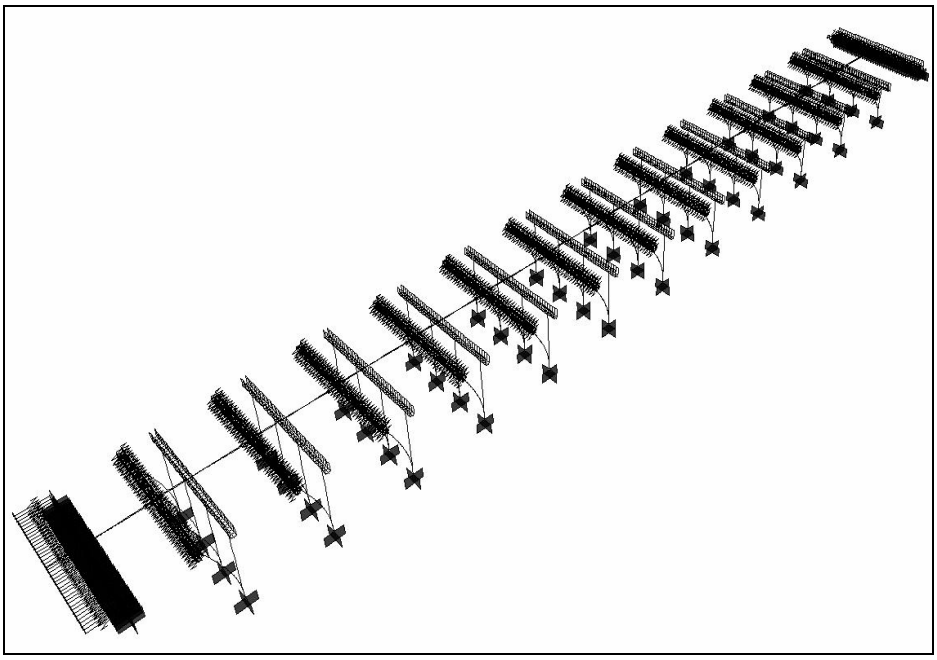
Sap2000 programında yapılan mevcut köprü matematik modeli Şekil 7.14'de görülmektedir. Bu matematik model kurulurken bölüm 6.1'deki kurallara aynen uygulanmış ve Bölüm 7.1'deki özellikler eklenmiştir. Her mod için periyot değerleri ve kütle katılım oranları Tablo 7.2'de görülmektedir. Şekil 7.15, 7.16, 7.17'de ise 1, 2 ve 3 modlar görülmektedir. Görüldüğü üzere 1. mod köprü boyuna yönünde 2. mod ise enine yönünde çıkmıştır.

Tablo 7.2: Modal Katılım Oranları

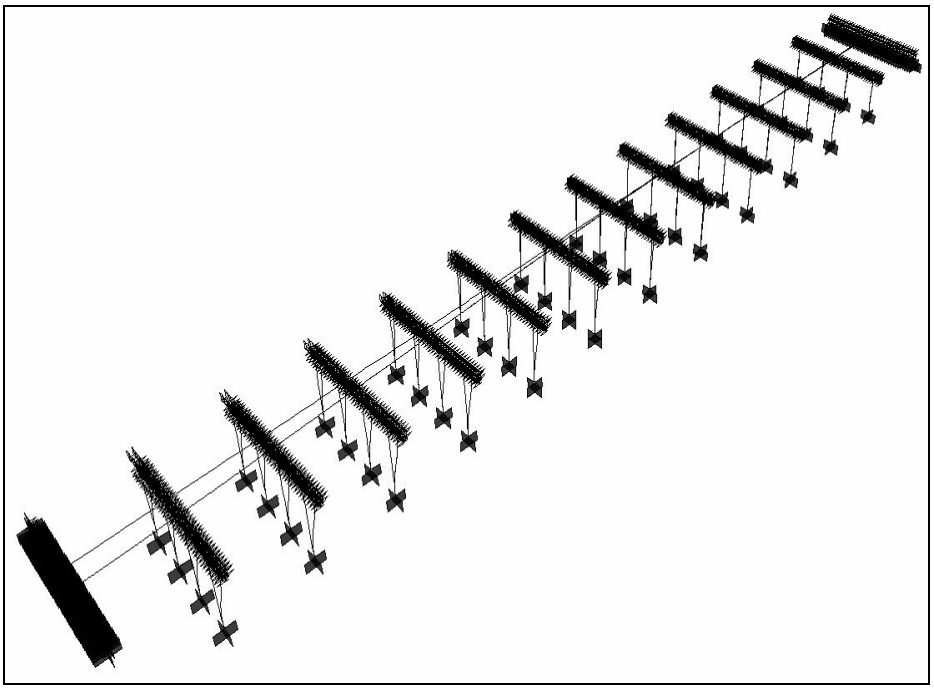
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
RITZ	Mode	1	1.196	0.915	0.000	0.000
RITZ	Mode	2	0.286	0.915	0.411	0.000
RITZ	Mode	3	0.192	0.915	0.660	0.000
RITZ	Mode	4	0.152	0.915	0.901	0.000
RITZ	Mode	5	0.145	0.917	0.901	0.000
RITZ	Mode	6	0.139	0.917	0.901	0.000
RITZ	Mode	7	0.138	0.917	0.930	0.000
RITZ	Mode	8	0.134	0.924	0.930	0.000
RITZ	Mode	9	0.127	0.928	0.930	0.000
RITZ	Mode	10	0.117	0.931	0.930	0.002
RITZ	Mode	11	0.115	0.931	0.933	0.002
RITZ	Mode	12	0.107	0.935	0.933	0.003
RITZ	Mode	13	0.096	0.944	0.933	0.003
RITZ	Mode	14	0.095	0.944	0.934	0.003
RITZ	Mode	15	0.081	0.944	0.936	0.003
RITZ	Mode	16	0.081	0.950	0.936	0.003
RITZ	Mode	17	0.069	0.950	0.936	0.003
RITZ	Mode	18	0.065	0.955	0.936	0.003
RITZ	Mode	19	0.057	0.955	0.937	0.003
RITZ	Mode	20	0.049	0.964	0.937	0.003
RITZ	Mode	21	0.037	0.964	0.940	0.003
RITZ	Mode	22	0.033	0.974	0.940	0.003
RITZ	Mode	23	0.027	0.974	0.956	0.003
RITZ	Mode	24	0.015	0.988	0.956	0.003
RITZ	Mode	25	0.013	**0.988**	**0.980**	0.003



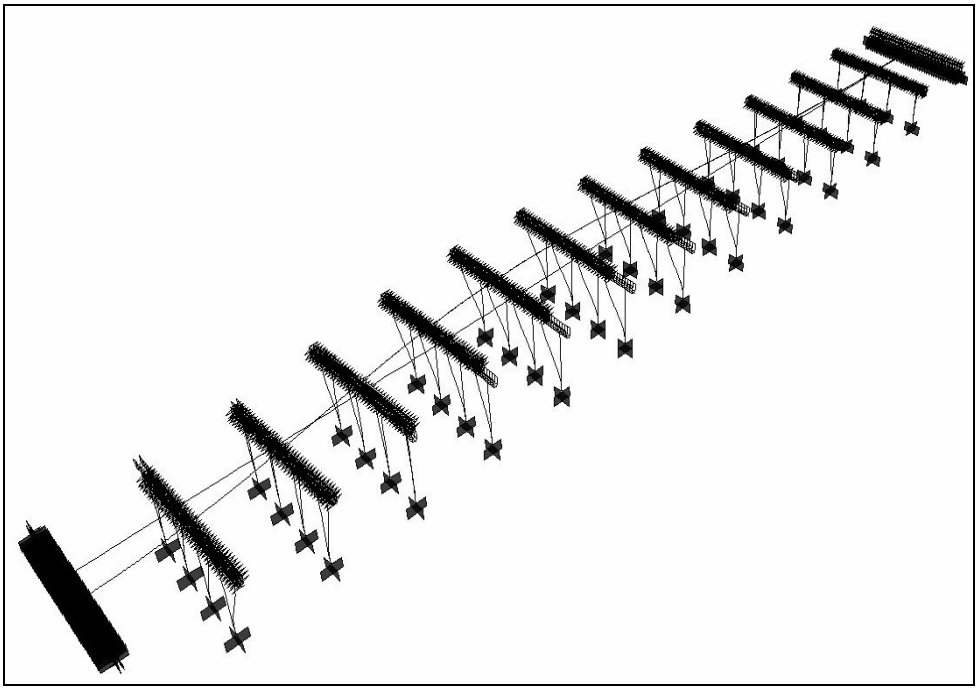
Şekil 7.14 : Matematik Model



Şekil 7.15 : Mod1. (T_1=1.195 s)



Şekil 7.16 : Mod2. (T_2=0.286 s)



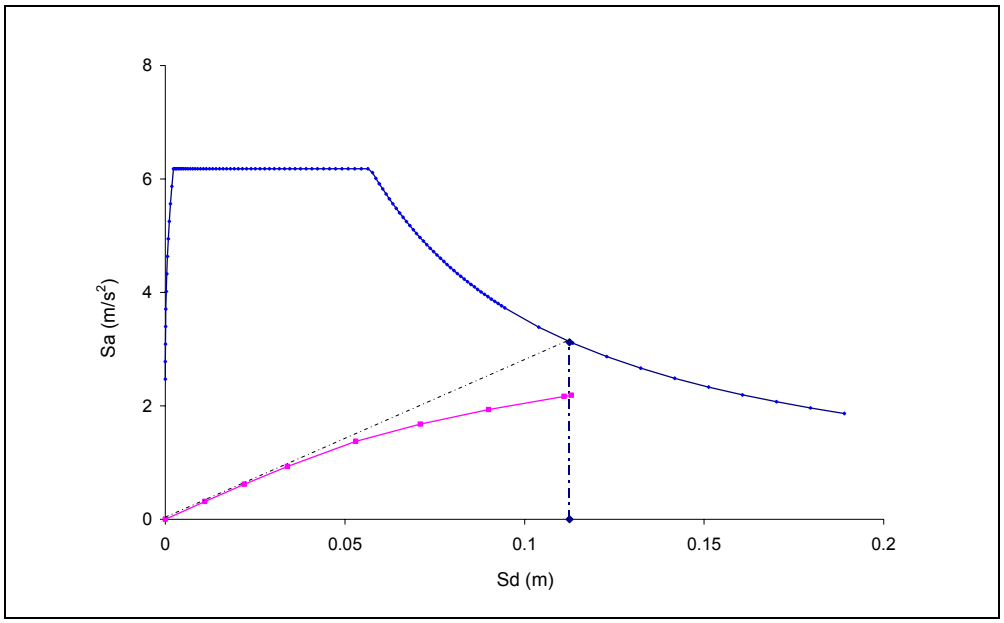
Şekil 7.17 : Mod3. (T_3=0.193 s)

7.4 Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi

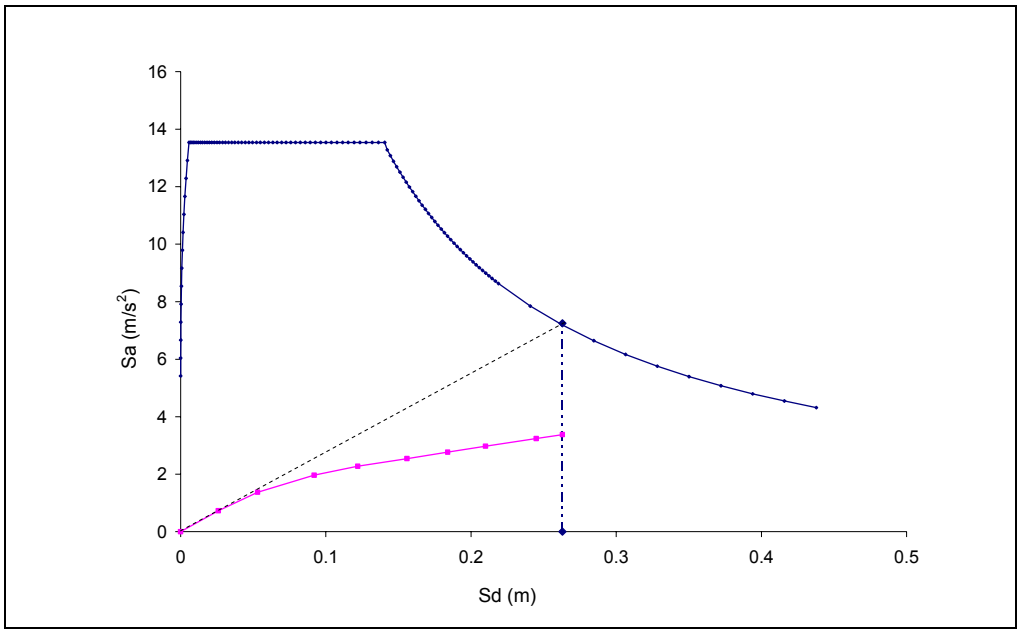
İtme analizinde kullanılan artımsal yükün belirlenmesi için analiz yapılan yön için hesaplanan "Ritz" modu kullanılmıştır. Yük artırımının her adımında, toplam taban kesme kuvveti ve belirli bir kontrol noktasının deplasmanı kaydedilerek itme eğrisi elde edilmiştir. Bu eğri İvme-deplasman davranış spektrumu formatına çevrilerek talep spektrumları ile çakıştırılmış ve performans seviyesi bulunmuştur. Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirmeleri Tablo 7.3'de özet olarak verilmiştir.

Tablo 7.3 : Tepe Yer Değiştirmeleri ve Spektral Yer Değiştirmeler

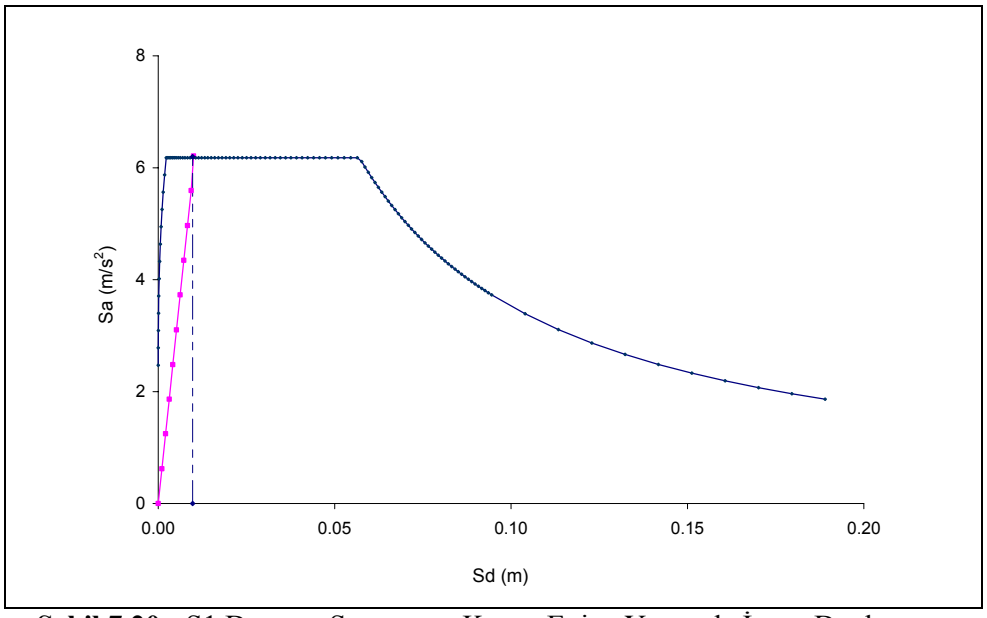
Deprem Spektrumu ve Yönü	**d_{tepe} (Tepe yer değiştirme)**	**d_{maks} (Spektral yer değiştirme)**
S1 Köprü Boyuna	0.113	0.117
S1 Köprü Enine	0.010	0.045
S2 Köprü Boyuna	0.263	0.320
S2 Köprü Enine	0.025	0.080



Şekil 7.18 : S1 Deprem Senaryosu Köprü Boyuna Yönünde İvme-Deplasman Spektrumu Kapasite Diyagramı



Şekil 7.19 : S2 Deprem Senaryosu Köprü Boyuna Yönünde İvme-Deplasman Spektrumu Kapasite Diyagramı



Şekil 7.20 : S1 Deprem Senaryosu Köprü Enine Yönünde İvme-Deplasman Spektrumu Kapasite Diyagramı

Kapasite diyagramı ivme-deplasman değeri Şekil 7.20 deki gibi keserse Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007) denklem 7.12 - 7.15 formülleri kullanarak hesap yapılmıştır.

$S_{di1} = C_{R1} \times S_{de1}$ **7.12**

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(w_1^{(1)})^2} \qquad \textbf{7.13}$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)x\frac{T_B}{T_1}}{R_{y1}} \qquad \textbf{7.14}$$

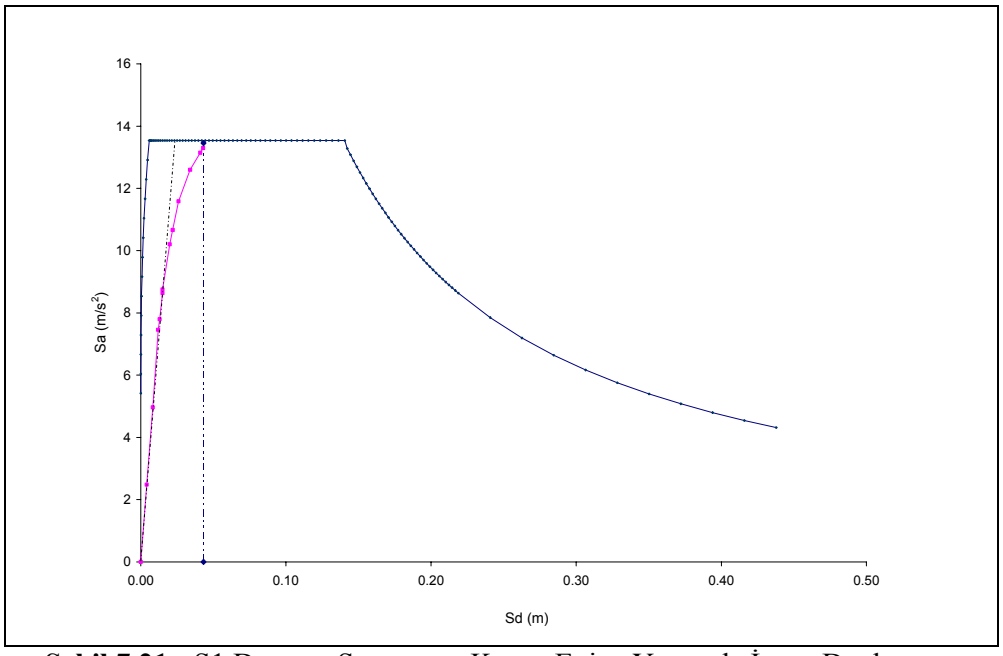
$$C_{R1} = \frac{1 + (1.21586 - 1)x\frac{0.64}{1.195}}{1.21586} = 0.91755$$

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{(w_1^{(1)})^2} = \frac{13.5378}{600} = 0.02256 \qquad \textbf{7.15}$$

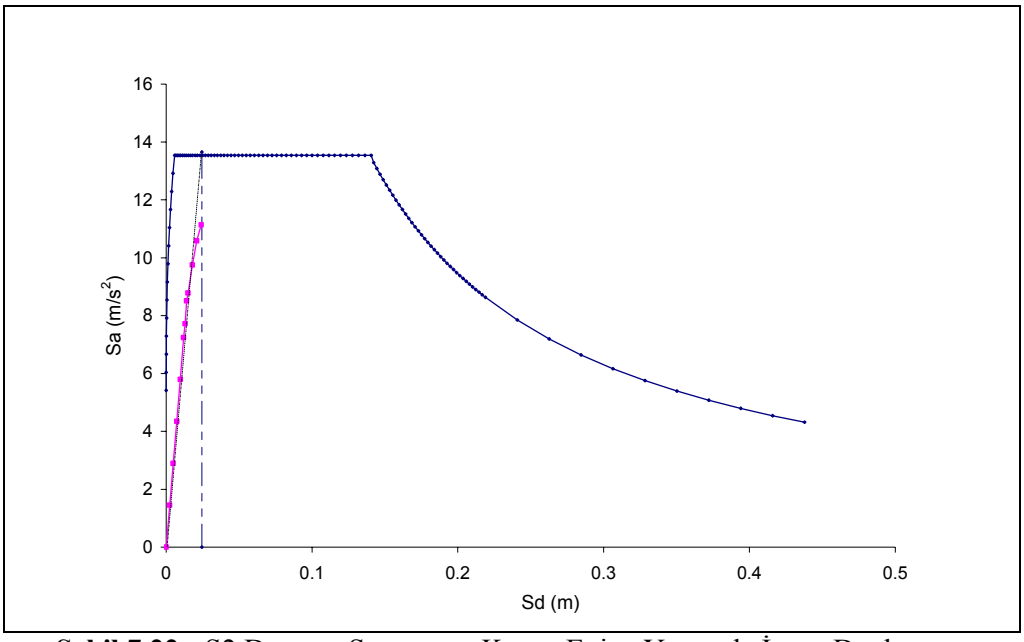
S_{di1} = 0.91755 x 0.02256 = 0.0207 m

S_{dmax} = 0.02256 + 0.0207 = 0.04326 m

Spektral deplasmanı 0.04326 m olana kadar itilmiştir.



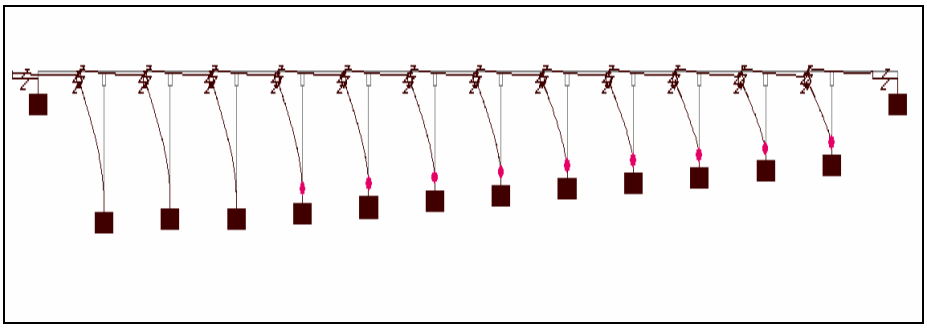
Şekil 7.21 : S1 Deprem Senaryosu Köprü Enine Yönünde İvme-Deplasman Spektrumu Kapasite Diyagramı



Şekil 7.22 : S2 Deprem Senaryosu Köprü Enine Yönünde İvme-Deplasman Spektrumu Kapasite Diyagramı

7.5 Performans Hedeflerinin Kontrolü

Hedef deplasmana ait dönme değerleri her eleman için plastik mafsal boyuna (L_p) bölünmüş ve elemanın plastik eğrilik değeri (κ_p) bulunmuştur. Bu plastik eğrilik değerine elastik eğrilik değeri (κ_e) eklenerek toplam eğrilik değeri bulunur. Bu toplam eğriliğe karşı gelen betondaki ve çelikteki birim deformasyon değerleri XTRACT programı kullanılarak moment-eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem seviyesi için Tablo 6.7'de verilmiş limit birim deformasyon değerleriyle karşılaştırılmıştır. Köprünün tamamen elastik çalışması durumunda mafsallarda plastikleşme olmayacaktır ve mafsallardaki birim deformasyon değerlerinin belirlenmesi için başka bir yöntem izlenecektir. Bu durumda kolonlarda oluşan momentler mafsalların akma seviyelerini aşmamıştır. Kolon kesitlerinde oluşan momentler kaydedilir ve XTRACT programında M-K diyagramından bu momentlere karşılık gelen çelik ve beton birim deformasyon değerleri okunur Belirlenen performans seviyelerindeki beton ve çelik birim uzamaları, deplasmanlar, iç kuvvetler, vb. bulunarak performans hedefleri ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 7.23 : S1 Deprem Senaryosu Statik İtme Son Adımı Köprü Boyuna Yönünde Plastik Mafsal Oluşumu

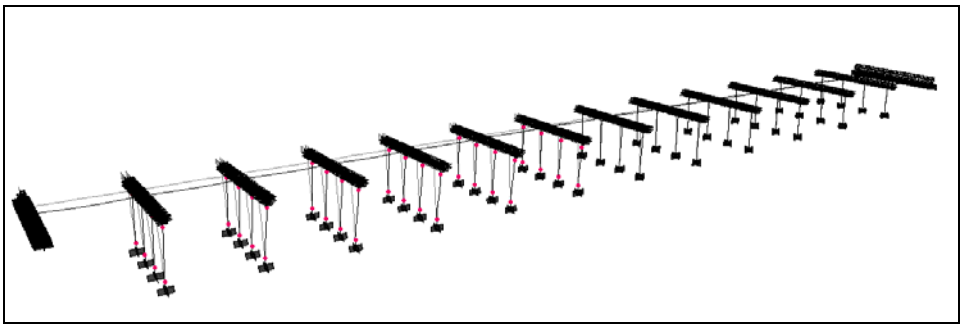
S1 Deprem senaryosunda doğrusal olmayan itme analizi sonucu enine yönünde mevcut köprü doğrusal elastik olarak çalışmıştır ve orta ayaklarda plastik mafsal oluşmamıştır (Şekil 7.20).

S1 Deprem senaryosunda doğrusal olmayan itme analizi sonucu köprü boyuna yönünde orta ayaklarda (Şekil 7.23) plastik mafsallar oluşmuştur. Bölüm 7.5'e göre hesap adımları uygulanmıştır. Özet olarak performans hedef kontrolü Tablo 7.4' de tahkik edilmiştir.

Tablo 7.4 : Köprü Boyuna Yönünde S1 Depremi İçin Malzeme Birim Uzama Tahkikleri

Aks No:	k_e	ϕ_p	L_p	$k_p=f_p / L_p$	$k_t=k_e+k_p$	ε_c	ε_s	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	< 0.002	< 0.008	-
P11	0.0036	0.0002	0.81	0.0003	0.0039	0.000	0.002	√
P12	0.0036	0.0016	0.77	0.0021	0.0057	0.000	0.002	√
P13	0.0036	0.0026	0.73	0.0036	0.0072	0.001	0.004	√
P14	0.0036	0.0047	0.69	0.0068	0.0104	0.001	0.005	√
P15	0.0036	0.0060	0.65	0.0093	0.0129	0.001	0.005	√
P16	0.0036	0.0078	0.61	0.0129	0.0165	0.001	0.007	√
P17	0.0033	0.0098	0.57	0.0174	0.0207	0.001	0.009	X
P18	0.0033	0.0120	0.53	0.0229	0.0262	0.001	0.011	X
P19	0.0033	0.0145	0.49	0.0298	0.0331	0.001	0.015	X

S2 Deprem senaryosunda doğrusal olmayan itme analizi sonucu köprü enine yönünde orta ayaklarda Şekil 7.24'de plastik mafsallar oluşmuştur. Bölüm 7.5'e göre hesap adımları uygulanmıştır. Özet olarak performans hedef kontrolü Tablo 7.5'de verilmiştir.

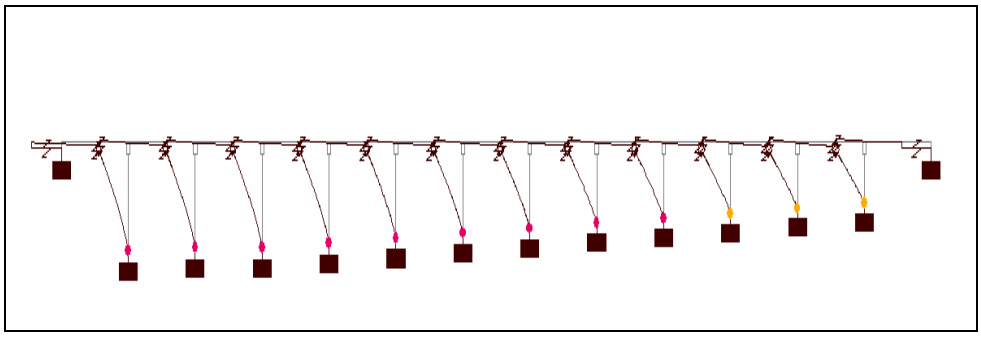


Şekil 7.24 : S2 Deprem Senaryosu Statik İtme Son Adımı Köprü Enine Yönünde Plastik Mafsal Oluşumu

Tablo 7.5 : Köprü Enine Yönünde S2 Depremi İçin Malzeme Birim Uzama Tahkikleri

Aks No:	k_e	ϕ_p	L_p	$k_p=f_p / L_p$	$k_t=k_e+k_p$	ε_c	ε_s	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	< 0.005	< 0.012	-
P08-UST	0.001	0.006	0.81	0.0070	0.0080	0.001	0.009	√
P08-ALT	0.001	0.006	0.81	0.0073	0.0083	0.001	0.009	√
P09-ALT	0.001	0.005	0.77	0.0071	0.0081	0.001	0.009	√
P09-UST	0.001	0.005	0.77	0.0068	0.0078	0.001	0.011	√
P10-ALT	0.001	0.004	0.73	0.0061	0.0071	0.001	0.014	X
P10-UST	0.001	0.004	0.73	0.0057	0.0068	0.001	0.015	X
P11-ALT	0.001	0.004	0.69	0.0051	0.0061	0.001	0.018	X
P11-UST	0.001	0.003	0.69	0.0048	0.0059	0.003	0.019	X
P12-ALT	0.001	0.002	0.65	0.0038	0.0048	0.003	0.022	X
P12-UST	0.001	0.002	0.65	0.0036	0.0046	0.004	0.026	X

S2 Deprem senaryosunda doğrusal olmayan itme analizi sonucu köprü enine yönünde orta ayaklarda Şekil 7.25'de plastik mafsallar oluşmuştur. Bölüm 7.5'e göre hesap adımları uygulanmıştır. Özet olarak performans hedef kontrolü Tablo 7.6'da verilmiştir.

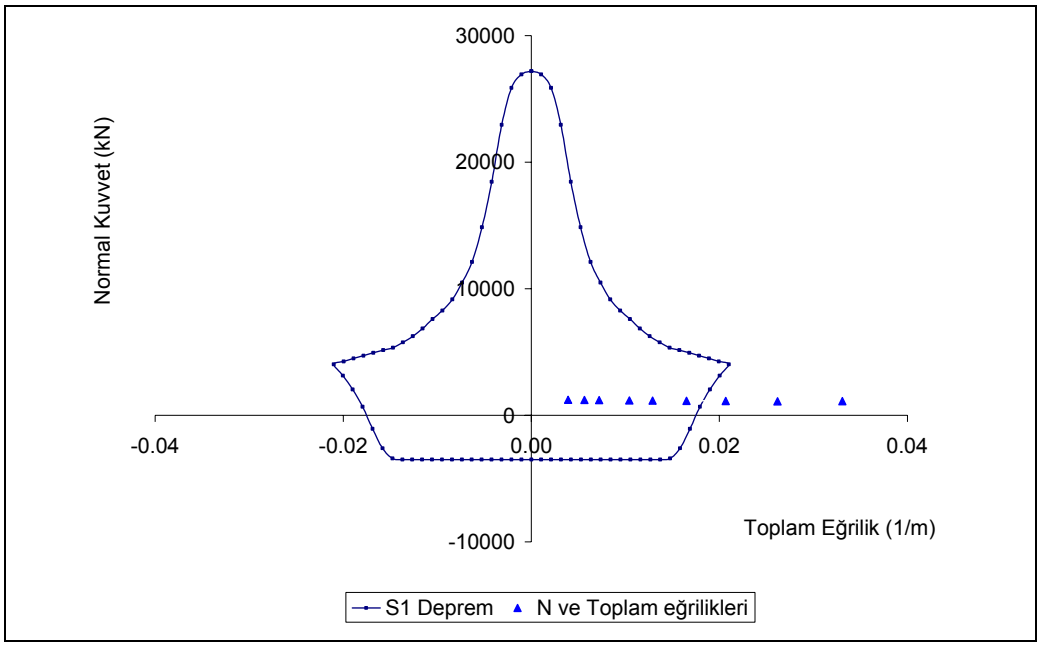


Şekil 7.25 : S2 Deprem Senaryosu Statik İtme Son Adımı Köprü Boyuna Yönünde Plastik Mafsal Oluşumu

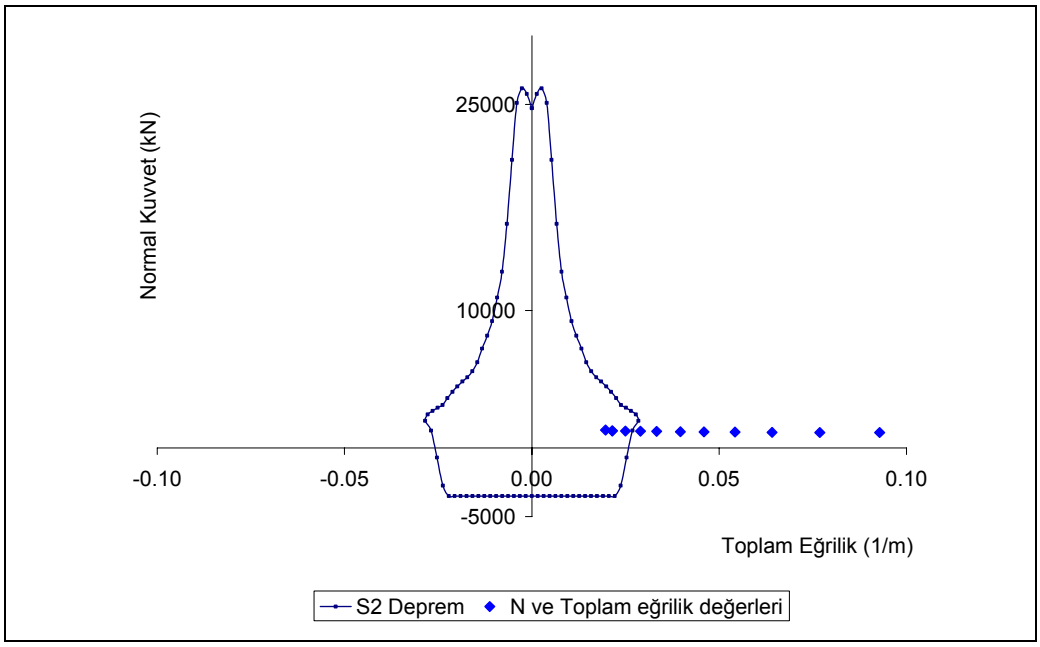
Tablo 7.6 : Köprü Boyuna Yönünde S2 Depremi İçin Malzeme Birim Uzama Tahkikleri

Aks No:	k_e	ϕ_p	L_p	$k_p=f_p / L_p$	$k_t=k_e+k_p$	ε_c	ε_s	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	< 0.005	< 0.012	-
P08	0.0036	0.0140	0.87	0.0161	0.0197	0.001	0.009	√
P09	0.0036	0.0151	0.85	0.0179	0.0215	0.001	0.009	√
P10	0.0036	0.0151	0.85	0.0179	0.0215	0.001	0.009	√
P11	0.0036	0.0172	0.81	0.0214	0.0250	0.001	0.011	√
P12	0.0036	0.0195	0.77	0.0254	0.0290	0.001	0.014	X
P13	0.0036	0.0216	0.73	0.0297	0.0333	0.001	0.015	X
P14	0.0036	0.0247	0.69	0.0361	0.0397	0.001	0.018	X
P15	0.0036	0.0274	0.65	0.0424	0.0460	0.003	0.019	X
P16	0.0036	0.0307	0.61	0.0507	0.0543	0.003	0.022	X
P17	0.0033	0.0344	0.57	0.0609	0.0641	0.004	0.026	X
P18	0.0033	0.0387	0.53	0.0736	0.0769	>>	>>	X
P19	0.0033	0.0435	0.49	0.0896	0.0929	>>	>>	X

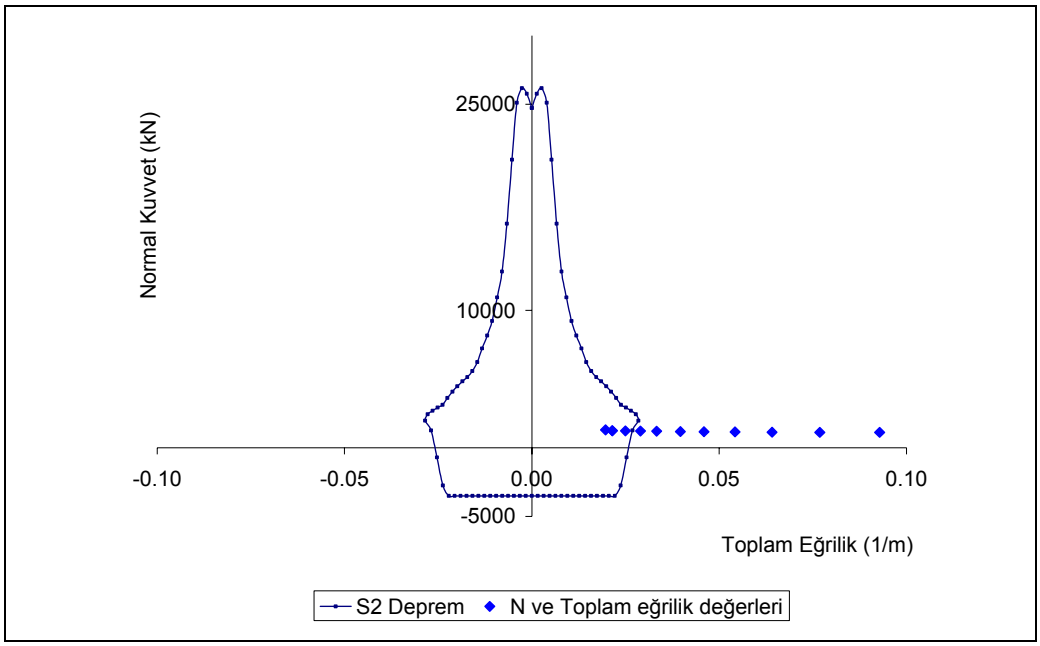
Plastik mafsal oluşan kolonlar için hedef deprem düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırları kesit analizi yapılan programa tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet–toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerinde yerleştirilerek kesitin S1 ve S2 depreminde ne durumda olduğu belirlenir. Şekil 7.26' de S1 deprem senaryosunda boyuna yönde doğrusal olmayan itme analizinde plastik mafsal oluşan kesitlerden bir tanesi normal kuvvet–toplam eğriliğin hedef deprem düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırlarını aştığı görülmektedir. Şekil 7.27'de S2 deprem senaryosunda boyuna yönde doğrusal olmayan itme analizinde plastik mafsal oluşan kesitlerden bazıları normal kuvvet – toplam eğriliğin hedef deprem düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırlarını aştığı görülmektedir. Şekil 7.28'de S2 deprem senaryosunda enine yönde doğrusal olmayan itme analizinde plastik mafsal oluşan kesitlerden bazıları normal kuvvet–toplam eğriliğin hedef deprem düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırlarını aştığı görülmektedir.



Şekil 7.26: S1 Deprem Boyuna Yönünde Normal Kuvvet-Toplam Eğrilik Diyagramı Tahkiki



Şekil 7.27: S2 Deprem Boyuna Yönünde Normal Kuvvet-Toplam Eğrilik Diyagramı Tahkiki



Şekil 7.28 : S2 Deprem Enine Yönünde Normal Kuvvet-Toplam Eğrilik Diyagramı Tahkiki

Sonuç olarak mevcut köprü Tablo 7.6 ve Şekil 7.26 da görüldüğü gibi S1 deprem senaryosunda P17, P18, P19 akslardaki kolon kesitlerinin malzeme birim limit uzama değerlerini aştığı görülmüştür. S1 Deprem seviyesinde "serviste kalma (serviceability)" sınır durumu sağlanmamaktadır.

Mevcut köprü malzeme birim uzamaları Tablo 7.7 ve Şekil 7.27 da görüldüğü gibi S2 deprem senaryosunda bütün P12 - P19 aksındaki kolon kesitlerinin alt ve üst plastik bölgesindeki malzeme birim limit uzama değerlerini aştığı görülmüştür. Mevcut köprü enine yönünde mevcut haliyle S2 depreminde istenilen "tamir edilebilir (damage control)" davranış seviyesini sağlamamaktadır.

Mevcut köprü malzeme birim uzamaları Tablo 7.8 ve Şekil 7.28 da görüldüğü gibi S2 deprem senaryosunda bütün P12 - P19 akstaki kolon kesitlerin malzeme birim limit uzama değerleri aştığı görülmüştür. Mevcut köprü enine yönünde mevcut haliyle S2 depreminde istenilen "tamir edilebilir (damage control)" davranış şartını sağlamamaktadır.

Analiz sonucunda malzeme şekil değiştirmeleri S1 ve S2 deprem seviyesinde istenen sınırları geçmiştir. Kolonun çevresine ilave kutu kesitli kolon (kolon mantolanması) ve temelin mantolama yöntemiyle büyütülmesine karar verilmiştir.

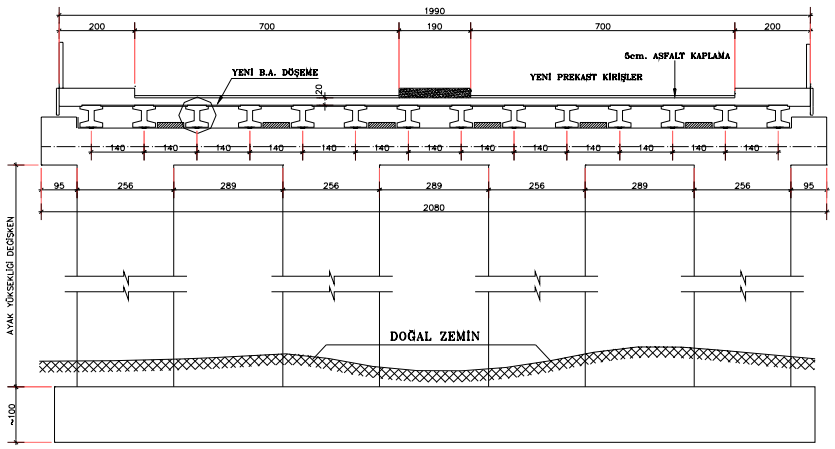
8. GÜÇLENDİRİLMİŞ KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI

8.1 Güçlendirilmiş Köprünün Hesap Hakkında Açıklama

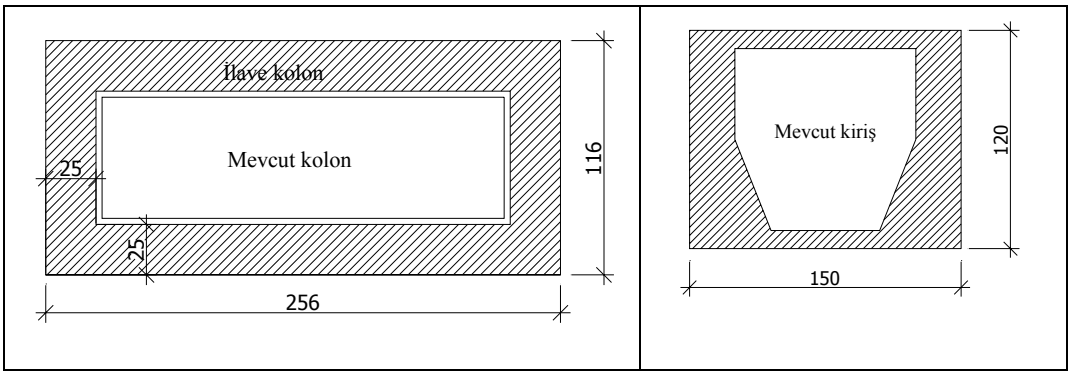
Bu hesap aşamada güçlendirme hesapları yapılmıştır. Bölüm 7 hesaplarından anlaşıldığı gibi, mevcut kolonların S1 ve S2 deprem senaryosunda istenilen performans kriterlerini sağlamamaktadır. Bu Hesap aşama hesaplarında, mevcut hesap modeline kutu kesitli kolon (kolonun manto kısımı) eklenmiş, itme analizi tekrarlanmıştır. Mevcut kolonlar sargısız kabul edildiği için, onları istenilen performans seviyesine getirmek için manto yapılması gerekmektedir. Temel hesapları kolon performansına göre yapıldığından kolonun büyütülmesi ile temel boyutları da büyümüştür. Daha sonra itme analizinin son adımından elde edilen kesit tesirleriyle temel ve başlık kirişi hesabı yapılmıştır.

8.2 Güçlendirilmiş Köprünün Özellikleri

Güçlendirilmiş köprünün üstyapısında da bütün açıklıklar L = 12.25 m, köprü genişliği 19.90 m dır. Üstyapıda 0.50 m aralıklı betonarme T kirişler yerine 1.40 m aralıklı öngerilmeli prekast I kirişler konulacak ve betonarme tabliye yeniden oluşturulacaktır. Viyadük 1.90 m genişliğinde orta refüj ile bölünmüş 2 adet 7 m genişliğinde asfalt kaplama yapılacaktır.



Şekil 8.1: Düşünülen Köprü Üstyapısı Tipik Enkesiti



Şekil 8.2: Güçlendirilmiş Kolon Enkesiti **Şekil 8.3:** Başlık Kirişi Enkesiti

Mevcut başlık kirişi, çevresinde oluşturulacak 1.50 m x 1.20 m boyutunda dış kiriş ile güçlendirilecektir

Mevcut kolonların güçlendirilmesi 0.25 m kalınlığında kutu kesitli dış kolon ilave etmek suretiyle yapılacaktır. Mevcut kolonla güçlendirme kolonu arasında 3 cm boşluğa strafor konularak mevcut kolonla yeni kolonun ayrı çalışması sağlanacaktır.

8.3 Güçlendirilmiş Köprüde Yük Analizi

Zati yük ağırlıkların hesabında aşağıdaki birim hacim ağırlıkları dikkate alınmıştır.

Betonarme ve öngermeli beton:	$\gamma_b = 25$ kN/m^3
Kaplama ve asfalt ağırlıklarında:	$\gamma_k = 23$ kN/m^3
Kiriş zati ağırlığı:	14 x 0.1958 m^2 × 25 kN/m^3 = 68.53 kN/m
Döşeme zati ağırlığı:	19.90 m × 0.20 m × 25 kN/m^3 = 99.5 kN/m
Bordür:	2 × 2.00 m × 0.25 m × 25 kN/m^3 = 25 kN/m
Asfalt kaplama ağırlığı:	14.00 m × 0.06 m × 23 kN/m^3 = 19.32 kN/m
Orta refüj:	1.90 m × 0.25 m × 25 kN/m^3 = 11.875 kN/m
Korkuluk:	2 adet × 1 kN/m = 2 kN/m
Prekast:	0.08 m × 0.75 m × 25 kN/m^3 = 1.5 kN/m
Toplam:	= 227.725 kN/m

Köprü toplam ağırlığı:
W = 227.725 kN/m × 159.25 m = 36265.21 kN

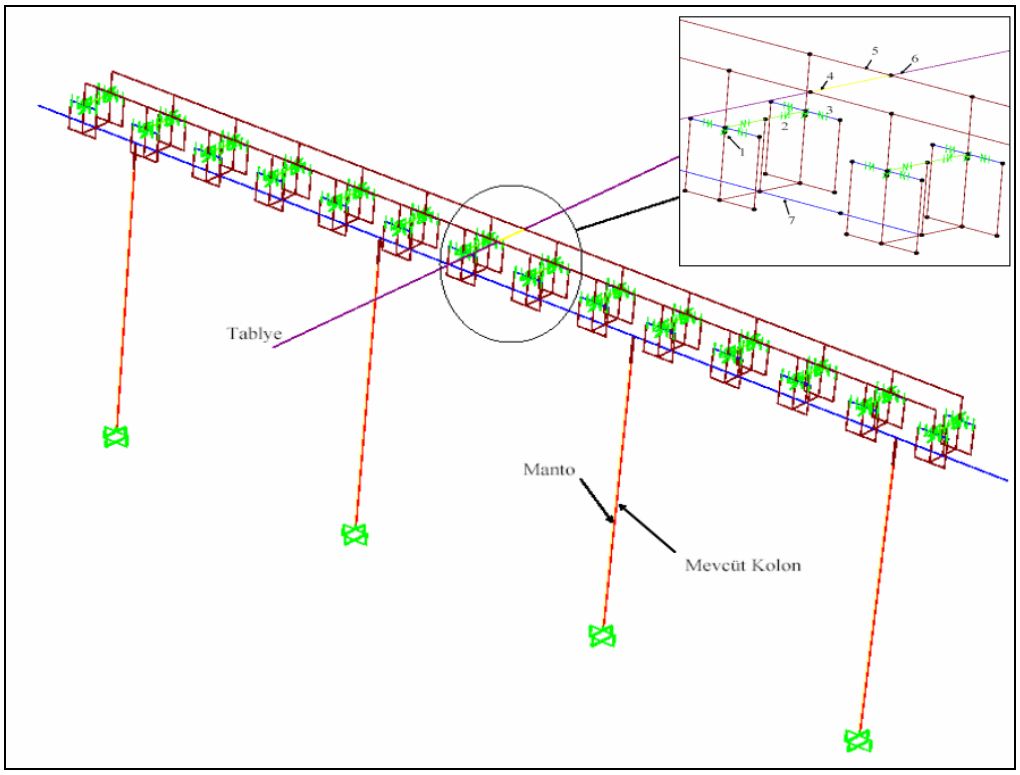
Mevcut köprü ağırlığı = 293.4 kN/m

Güçlendirilmiş köprü ağırlığı = 227.725 kN/m

227.725/293.4 = %77.6 Yeni durumda üst yapı zati yükü %22.4 oranda azalmıştır. Yapım aşamasında üst yapı tamamen kaldırıldığı için kolona gelen üst yapı yükünü kolon ve mantonun paylaştığı göz önüne alınarak hesap yapılmıştır.

8.4 SAP2000' de Güçlendirilmiş Köprünün Modellenmesi

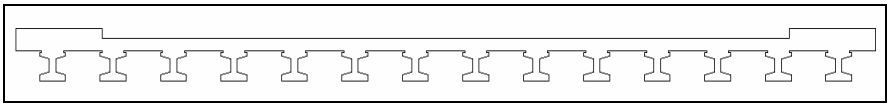
Köprü çubuk elemanlar kullanılarak yeniden modellenmiştir. Üstyapı kütlesi, kesit alanı, x ve y doğrultularındaki atalet momenti değerleri üstyapı için tanımlanan çubuk eleman özellikleri değişmiştir. Güçlendirilmiş köprüde mevcut kolon ve manto kesiti yan yana çok yakın (3cm) farklı kesit olarak SAP 2000'de modellenmiştir. Üst yapıyı tamamen kaldırdığı için üst yapıdan gelen zati yükü yeni ve eski kolonlar birlikte taşıyacaktır. Orta ayak ve kenar ayaklardaki elastomer mesnetler NLLINK elemanı ile tanımlanmıştır. Köprü kirişlerinin enine yönde 5 cm deplasman boyuna yönde ise 10 cm deplasman yapılmasına izin verilecek şekilde GAP eleman tanımlanmıştır. Bu eleman sadece basınca çalıştığı için her iki tarafa simetrik olarak yerleştirilmiştir. Derz olan yerlerde döşemede süreksizlik yapılmıştır. Kenar ayak ve orta ayaklarda tabliyenin etkisini elastomerlere ve başlık kirişine tam aktarabilmek için, elastomer üzerine fiktif eleman tanımlanmıştır. Bu fiktif elemanın bütün noktalarının aynı deplasmanı yaptığı kabul edilmiştir (BODY CONSTRAINT). Mevcut durumdaki kolon ve yeni yapılan manto kesit farklı çubuk eleman kullanılarak sağlanmıştır. Üst yapı ve temel ayrı ayrı modellenmiştir. İtme analizi için gerekli olan plastik mafsal uzunlukları (L_p) her eleman için ayrı ayrı hesaplanmış ve model üzerinde tanımlanmıştır (Şekil 8.4).



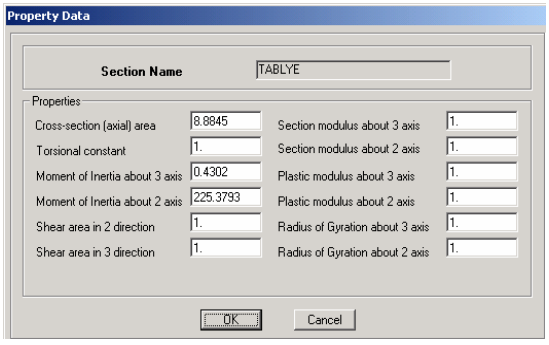
Şekil 8.4: Sap 2000 Modelinin Detaylı Açıklaması

1.Elastomer, 2.Enine Gap Elemanı, 3.Boyuna Gap Elemanı, 4.Döşeme, 5.Fiktif Elemanı, 6.Tabliye, 7.Başlık kirişi

8.4.1 SAP 2000' de tanımlanacak kesit özellikleri

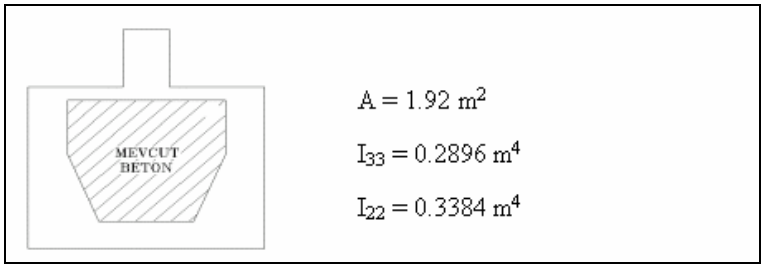


Şekil 8.5: Üst Yapı Özelliği

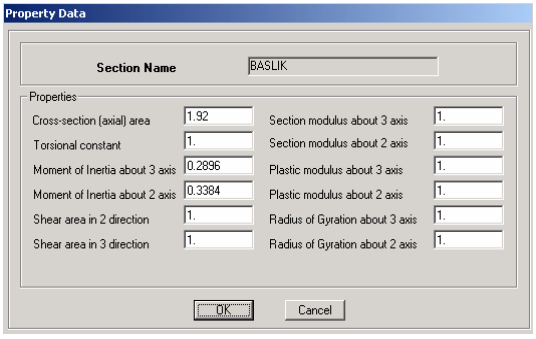


Şekil 8.6: SAP 2000 Programda Tabliye Kesit Özelliklerin Atanması

Yeni üst yapıda A = 8.8845 m^2, I_{33} = 0.4302 m^4, I_{22} = 225.38 m^4 olarak hesaplanmıştır (Şekil 8.5). SAP 2000'de Şekil 8.6'deki gibi hesaplanmıştır.



Şekil 8.7 : Güçlendirilmiş Başlık Kirişi Kesit Özellikleri



Şekil 8.8 : Başlık Kirişi Özelliklerinin SAP 2000'e Atanması

8.4.2 Elastomer hesabı

Yerinde yapılan incelemede elastomerlerin çok kötü durumda olduğu gözlemlenmiştir (Şekil 4.3) ve değiştirilmesi gerekmiştir.

Mesnet yatay rijitlik katsayısı (k_x ve k_y) : $\frac{GxA}{h_{rt}}$ **(8.1)**

Elastomer kayma modülü (G) : 1430 kN/m^2 (AASHTO Tablo 14.3.1)

Orta ayak Elastomer Mesnetleri için :

Elastomer mesnet plan alanı (A) : 0.30 × 0.40 = 0.12 m^2

Toplam elastomer kalınlığı (h_{rt}) : 0.037 m

$$k_x = k_y = \frac{1430x0.12}{0.037} = 4638 \text{ kN/m}$$

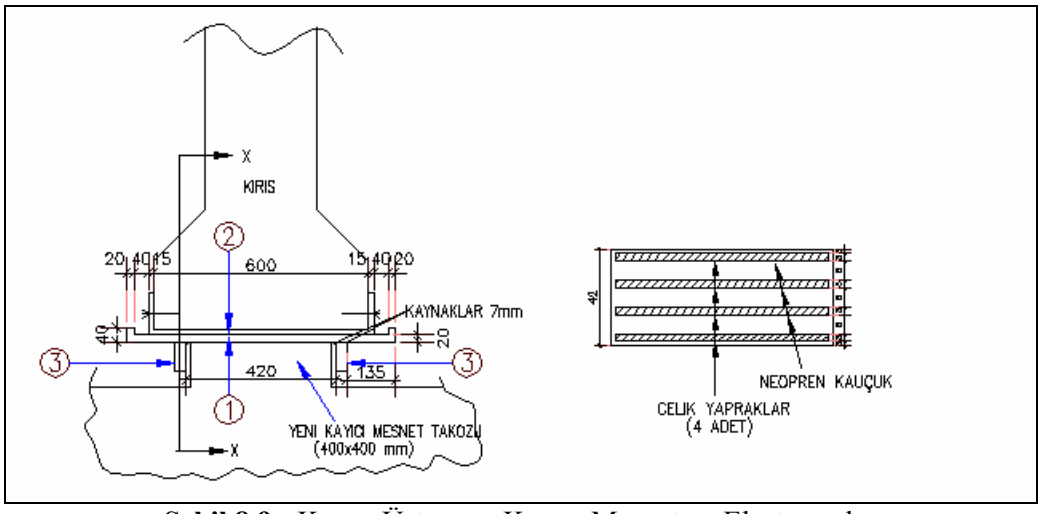
Yukarıda yapılan hesaplamalar bir mesnet içindir. Enine modelde bir adet NLLINK elemanı kenar ayaklarda 1 adet elastomeri, orta ayaklarda 2 adet elastomeri temsil etmektedir, bu sebepten yukarıdaki değerler elastomer sayısıyla çarpmıştır.

Mesnetlerin dönme rijitlikleri sıfır, düşey eksen yönündeki rijitlikleri ise mesnet boyutlarından bağımsız olarak 100 000 kN/m alınmıştır.

Kenar ayaklar burada yeteri kadar incelenmediği için kayıcı mesnet koyarak analiz yapılmıştır.

Tablo 8.1 : Köprü Üstyapı Yeni Mesnet Durumu

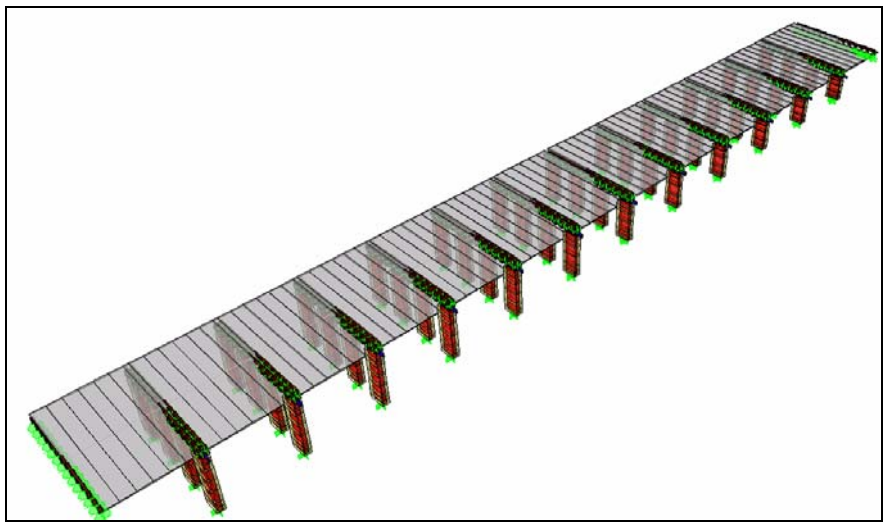
Ayak Aks No	Mesnet Tipi	Mesnet Sayısı
A2	Kayıcı Mesnet	1x14=14
P8	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P9	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P10	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P11	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P12	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P13	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P14	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P15	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P16	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P17	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P18	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
P19	Elastomer (300x400x42) mm	2x14=28
A3	Kayıcı Mesnet	1x14=14



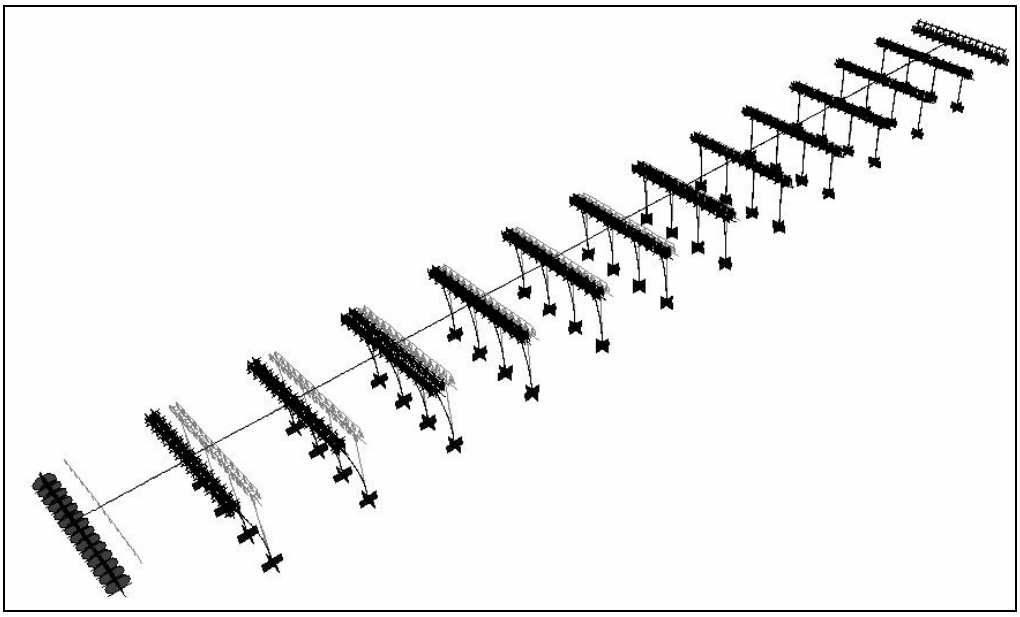
Şekil 8.9 : Köprü Üstyapısı Kayıcı Mesnet ve Elastomerler

8.5 Güçlendirilmiş Köprü Modal ve İtme Analiz Sonucu

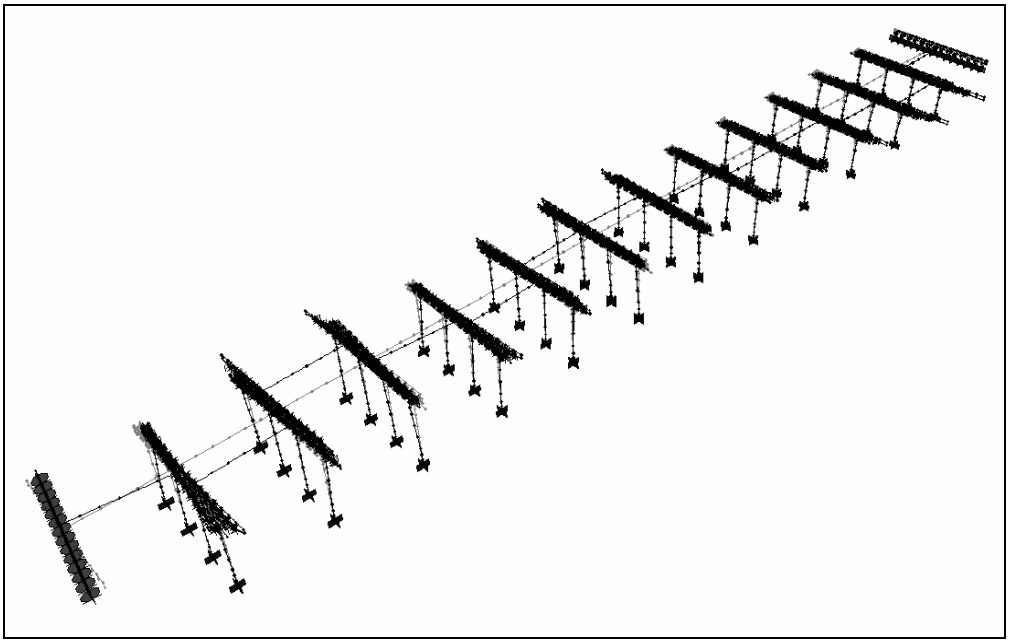
Şekil 8.10'de SAP 2000'de oluşturulan köprü matematik model görülmektedir. Matematik model kurulurken Bölüm 6.3' teki kurallara uyulmuştur. Güçlendirilmiş köprü boyuna ve enine yönünde kütle katılım oranları sağlanmıştır (Tablo 8.4). Şekil 8.11, 8.12, 8.13 'de ise güçlendirilmiş köprü 1, 10. ve 3 modlar görülmektedir. 1. mod görüldüğü üzere köprü boyuna yönünde 10. mod enine yönünde 3. mod ise boyuna doğrultuda çıkmıştır.



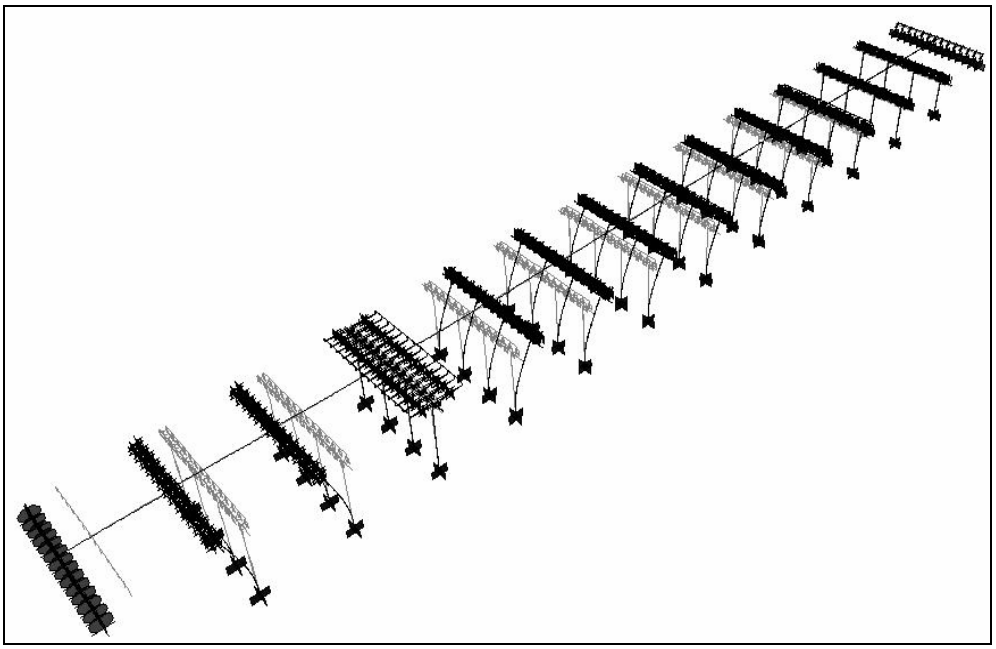
Şekil 8.10: Güçlendirilmiş Köprünün SAP 2000 Matematik Model



Şekil 8.11: Güçlendirilmiş Köprünün Boyuna Doğrultuda Titreşim Modu (T_1=0.890 s)



Şekil 8.12: Güçlendirilmiş Köprünün Enine Doğrultuda Titreşim Modu (T_{10}=0.269 s)



Şekil 8.13: Güçlendirilmiş Köprünün Boyuna Doğrultuda Titreşim Modu (T_3=0.595 s)

Güçlendirilmiş köprünün kenar ayak ve orta ayaklarda yenilenen elastomer deplasman değerleri (Tablo 8.2, 8.3) verilmiştir. Kenar ayak ve orta ayaklardaki mesnet deformasyon değerleri S2 deprem senaryosunda gereken şartları sağlamaktadır.

Tablo 8.2: Kenar Ayak Elastomer Yer Değiştirme

Deprem seviyeleri	Kenarayak							
	Elastomer mesnet deplasmanları (m)		Elastomer mesnet deplasman kapasitesi(m)		Mesnetteki boşluk (m)		Deprem takozuna çarpma durumu	
	boyuna	enine	boyuna	enine	boyuna	enine	boyuna	enine
S1 (tanγ=1)	0.008	0.001	0.037	0.037	0.100	0.050	Çarpmıyor	Çarpmıyor

Tablo 8.3: Orta Ayak Elastomer Yer Değiştirme

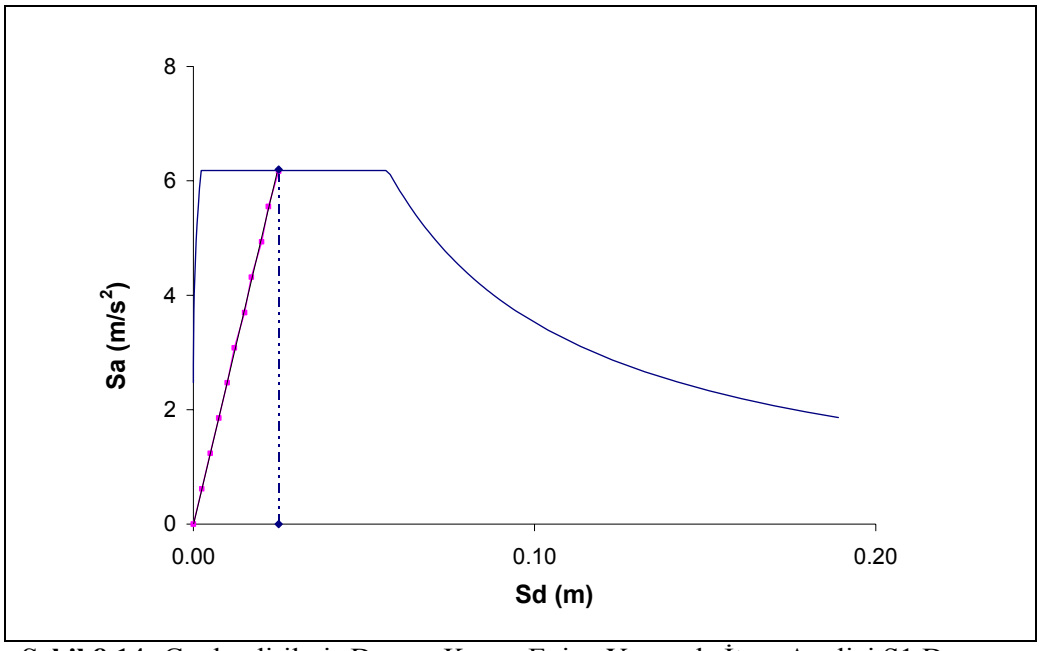
Deprem seviyeleri	Ortaayak							
	Elastomer mesnet deplasmanları (m)		Elastomer mesnet deplasman kapasitesi(m)		Mesnetteki boşluk (m)		Deprem takozuna çarpma durumu	
	boyuna	enine	boyuna	enine	boyuna	enine	boyuna	enine
S1 (tanγ=1)	0.029	0.012	0.037	0.037	0.100	0.050	Çarpmıyor	Çarpmıyor
S2 (tanγ=2.5)	0.065	0.028	0.093	0.093	0.100	0.050	Çarpmıyor	Çarpmıyor

Tablo 8.4: Güçlendirilmiş Köprü Modal Katılım Oranları

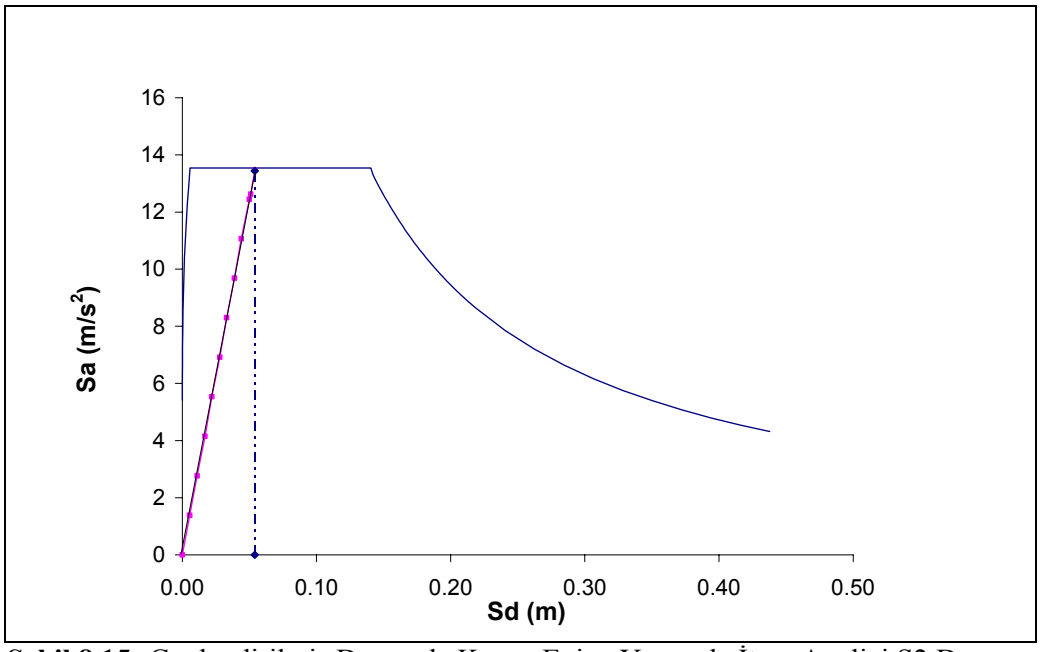
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
RITZ	Mode	1	0.8903	0.5006	0.0000	0.0000
RITZ	Mode	2	0.6339	0.5006	0.0404	0.0000
RITZ	Mode	3	0.5956	0.6369	0.0404	0.0000
RITZ	Mode	4	0.4788	0.7336	0.0404	0.0000
RITZ	Mode	5	0.3776	0.8094	0.0404	0.0000
RITZ	Mode	6	0.3077	0.8094	0.2710	0.0000
RITZ	Mode	7	0.2958	0.8094	0.3148	0.0000
RITZ	Mode	8	0.2851	0.8094	0.4206	0.0000
RITZ	Mode	9	0.2757	0.8094	0.4986	0.0000
RITZ	Mode	10	0.2697	0.8094	0.5912	0.0000
RITZ	Mode	11	0.2605	0.8094	0.6286	0.0000
RITZ	Mode	12	0.2245	0.8094	0.6287	0.0000
RITZ	Mode	13	0.1914	0.8094	0.6320	0.0000
RITZ	Mode	14	0.1803	0.8096	0.6323	0.0000
RITZ	Mode	15	0.1713	0.8097	0.6343	0.0000
RITZ	Mode	16	0.1594	0.8213	0.6344	0.0000
RITZ	Mode	17	0.1432	0.8381	0.6348	0.0000
RITZ	Mode	18	0.1364	0.8404	0.6400	0.0000
RITZ	Mode	19	0.1209	0.8567	0.6403	0.0000
RITZ	Mode	20	0.1033	0.8567	0.7408	0.0000
RITZ	Mode	21	0.0826	0.8751	0.7418	0.0000
RITZ	Mode	22	0.0710	0.8754	0.8464	0.0000
RITZ	Mode	23	0.0579	0.9060	0.8470	0.0000
RITZ	Mode	24	0.0366	0.9063	0.9144	0.0000
RITZ	Mode	25	0.0271	0.9590	0.9146	0.0000

8.6 Güçlendirilmiş Köprü Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi

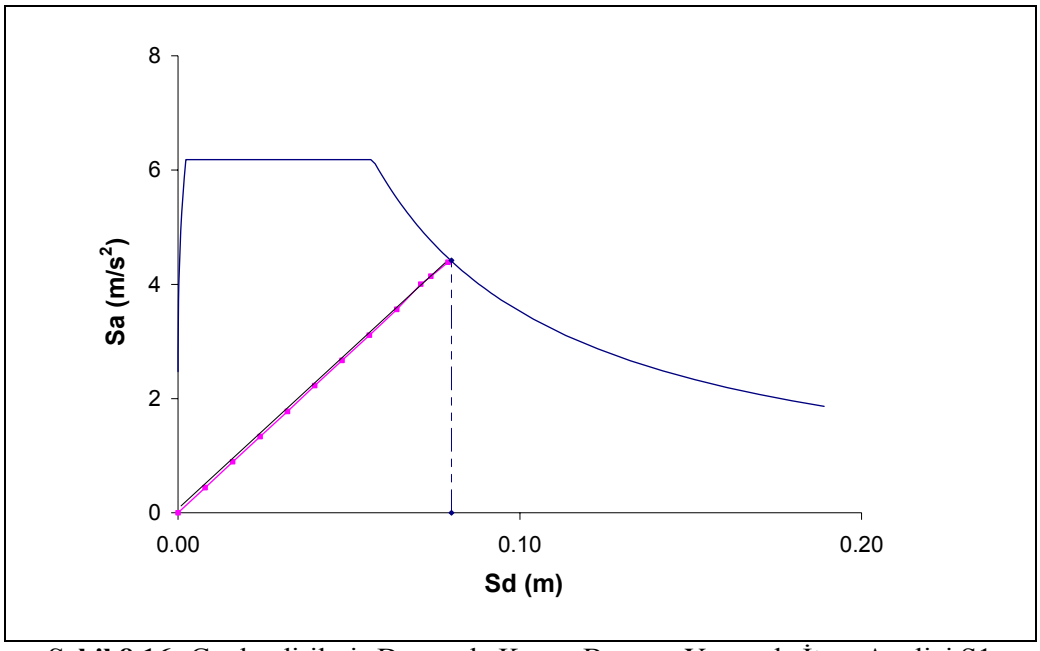
Köprü üstyapısı, kenar ve orta ayaklar üzerindeki elastomer mesnetler üzerine oturmaktadır. Ana kirişler arasında enleme kirişleri bulunmamaktadır. SAP 2000 programına tanımlanan köprü modelinin, kapasite diyagramı enine ve boyuna yön için ayrı ayrı elde edilmiştir. Kapasite diyagramının doğrusal kısmı 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 mafsal boyuna (L_p) bölünmüş ve elemanın eğrilik değeri (κ) bulunmuştur. Bu eğrilik değerine karşı gelen betondaki ve çelikteki birim deformasyon değerleri XTRACT programı kullanılarak Moment-Eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem senaryosu için verilmiş limit birim deformasyon değerleriyle karşılaştırılmıştır.



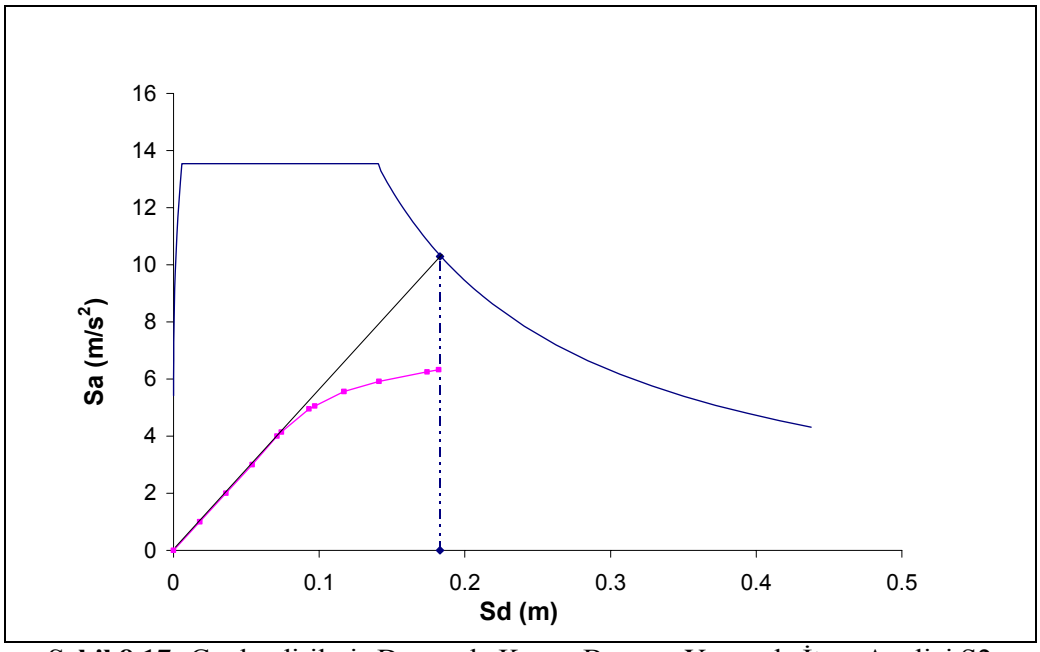
Şekil 8.14: Güçlendirilmiş Durum Köprü Enine Yönünde İtme Analizi S1 Deprem Senaryosu İvme-Deplasman Spektrumu ve Kapasite Diyagramı



Şekil 8.15: Güçlendirilmiş Durumda Köprü Enine Yönünde İtme Analizi S2 Deprem Senaryosu İvme-Deplasman Spektrumu ve Kapasite Diyagramı



Şekil 8.16: Güçlendirilmiş Durumda Köprü Boyuna Yönünde İtme Analizi S1 Deprem Senaryosu İvme-Deplasman Spektrumu ve Kapasite Diyagramı



Şekil 8.17: Güçlendirilmiş Durumda Köprü Boyuna Yönünde İtme Analizi S2 Deprem Senaryosu İvme-Deplasman Spektrumu ve Kapasite Diyagramı

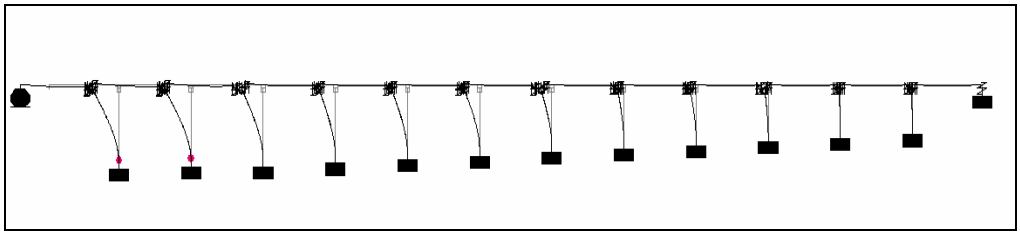
Tablo 8.5: Tepe Yer Değiştirmeleri ve Spektral Yer Değiştirmeler

Deprem Spektrumu ve Yönü	d_{tepe} (Tepe yer değiştirme)	d_{maks} (Spektral yer değiştirme)
S1 Köprü Boyuna	0.120	0.080
S1 Köprü Enine	0.017	0.025
S2 Köprü Boyuna	0.270	0.183
S2 Köprü Enine	0.037	0.054

8.7 Performans Hedeflerinin Kontrolü

Köprü performans değerlendirmesine ilişkin olarak Bölüm 7.5'de anlatılan hesap yöntem açıklamaları bu hesapta da geçerlidir. Köprü güçlendirdikten sonra S1 ve S2 deprem senaryosu altında enine yönde kolonlarda plastik mafsal oluşmamıştır ve hesap tahkik yapmaya gerek duyulmamıştır. S1 Deprem Köprü boyuna yönde itme analizi sonucu sadece mantolarda oluşan plastik dönmelerine karşılık gelen malzeme birim uzama değerleri Tablo 8.6'da verilmiştir. Bu malzeme birim uzama değerleri Tablo 7.1'de verilen birim uzamalar için limit değerleri ile karşılaştırılmıştır ve malzeme birim limit uzama değerlerini aşmadığı görülmüştür. Sonuç olarak köprü bu hesap adımda boyuna yönde S1 deprem seviyesinde "serviste kalma (serviceability)" halini sağlamaktadır.

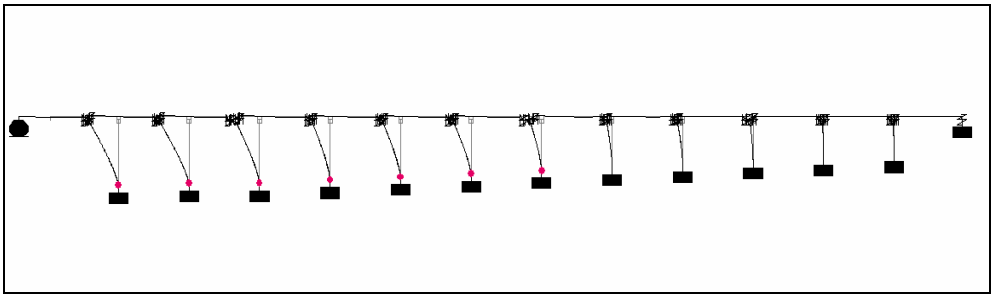
S2 Deprem senaryosunda köprü boyuna yönde itme analiz sonucu mantolar ve mevcut kolonların plastik mafsallarda oluşan plastik dönmelerine karşılık gelen malzeme birim uzama değerleri Tablo 8.7 ve Tablo 8.8'de verilmiştir. Bu malzeme birim uzama değerleri Tablo 7.1'de verilen birim uzamalar için limit değerleri ile karşılaştırılmıştır ve malzeme birim limit uzama değerlerini aşmadığı görülmüştür. Sonuç olarak köprü bu hesap adımda boyuna yönde S2 depreminde istenilen "tamir edilebilir (damage control)" davranış şartını sağlamaktadır.



Şekil 8.18 : S1 Deprem Senaryosunda Güçlendirilmiş Köprü Kolon Kesitlerinde Oluşan Plastik Mafsallar

Tablo 8.6 : S1 Deprem Senaryosunda Köprü Boyuna Yönünde Manto Kesit Şekil Değiştirme Tahkikleri

Aks No:	k_e	ϕ_p	L_p	$k_p=\phi_p / L_p$	$k_t=k_e+k_p$	ε_c	ε_s	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	<0.004	<0.015	-
Y-P08	0.0029	0.0003	0.87	0.0004	0.0032	0.0004	0.0035	√
Y-P09	0.0029	0.0008	0.85	0.0009	0.0038	0.0004	0.0039	√



Şekil 8.19 : S2 Deprem Senaryosunda Güçlendirilmiş Köprü Kolon Kesitlerinde Oluşan Plastik Mafsallar

Tablo 8.7 : S2 Deprem Senaryosunda Köprü Boyuna Yönünde Manto Kesit Şekil Değiştirme Tahkikleri

Aks No:	k_e	ϕ_p	L_p	$k_p=\phi_p / L_p$	$k_t=k_e+k_p$	ε_c	ε_s	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	< 0.018	< 0.060	-
Y-P08	0.0029	0.0149	0.87	0.0172	0.0201	0.0007	0.0197	√
Y-P09	0.0029	0.0159	0.85	0.0187	0.0216	0.0007	0.0197	√
Y-P10	0.0029	0.0108	0.85	0.0128	0.0157	0.0006	0.0144	√
Y-P11	0.0029	0.0083	0.81	0.0104	0.0132	0.0005	0.0099	√
Y-P12	0.0029	0.0097	0.77	0.0127	0.0156	0.0006	0.0144	√
Y-P13	0.0029	0.0043	0.73	0.0060	0.0089	0.0005	0.0095	√
Y-P14	0.0029	0.0070	0.69	0.0102	0.0131	0.0005	0.0121	√

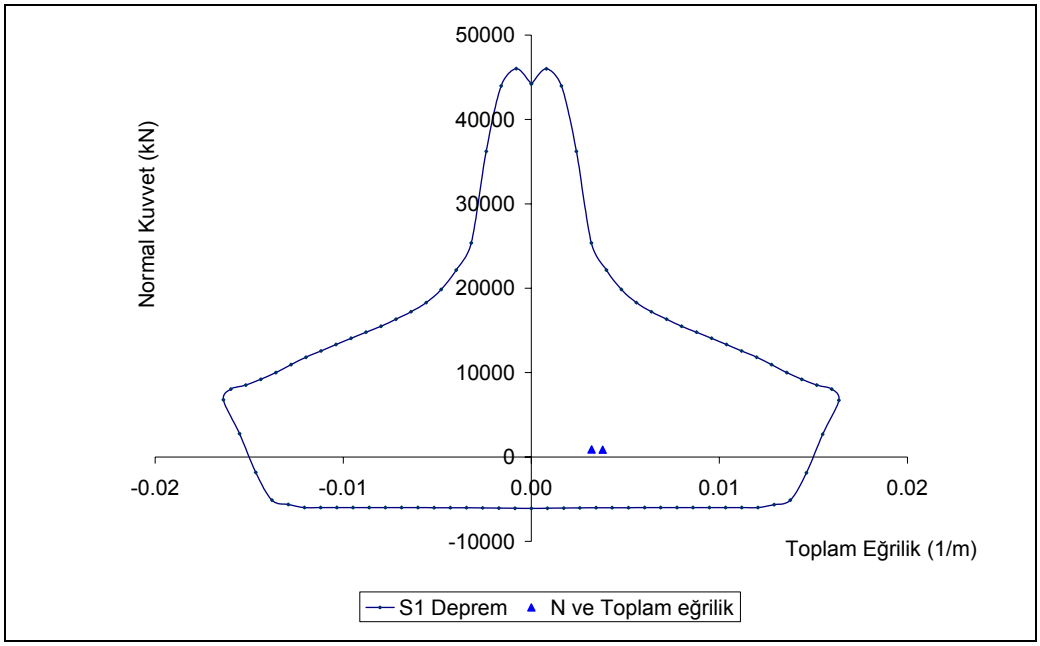
Tablo 8.8: S2 Deprem Senaryosunda Köprü Boyuna Yönünde Mevcut Kolon Kesit Şekil Değiştirme Tahkikleri

Aks No:	k_e	ϕ_p	L_p	$k_p=\phi_p / L_p$	$k_t=k_e+k_p$	ε_c	ε_s	Sonuç
	1/m	radian	m	1/m	1/m	< 0.005	< 0.012	-
P08	0.0036	0.0123	0.87	0.0141	0.0177	0.0005	0.0077	√
P09	0.0037	0.0135	0.85	0.0160	0.0196	0.0005	0.0077	√
P10	0.0037	0.0084	0.85	0.0100	0.0136	0.0005	0.0059	√
P11	0.0035	0.0045	0.81	0.0056	0.0091	0.0005	0.0041	√
P12	0.0036	0.0061	0.77	0.0080	0.0116	0.0005	0.0041	√
P13	0.0036	0.0075	0.73	0.0103	0.0139	0.0005	0.0041	√
P14	0.0036	0.0023	0.69	0.0034	0.0069	0.0004	0.0021	√

Plastik mafsal oluşan kolonlar için hedef deprem düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırları kesit analizi yapılan programa tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet – toplam eğrilik istemi

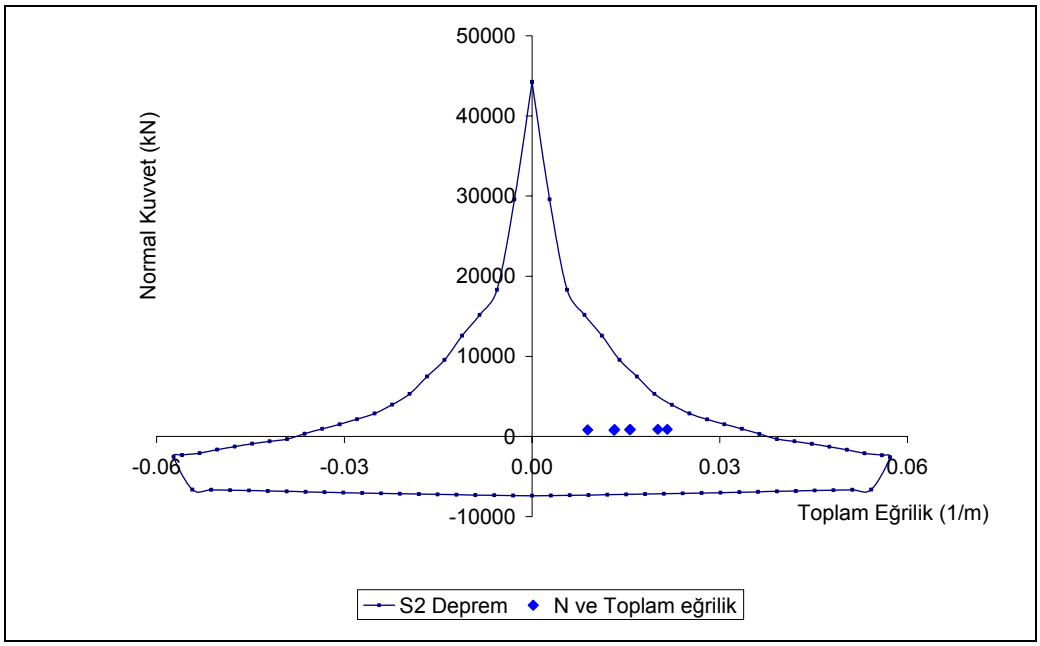
değerleri bu diyagram üzerinde yerleştirilerek kesitin S1 ve S2 depreminde ne durumda olduğu belirlenir.

S1 deprem senaryosunda boyuna yönde doğrusal olmayan itme analizinde plastik mafsal oluşan manto Y-P08 ve Y-P09 kesitlerin normal kuvvet–toplam eğriliğin S1 hedef depremine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırları içersinde kaldığı görülmektedir (Şekil 8.20).

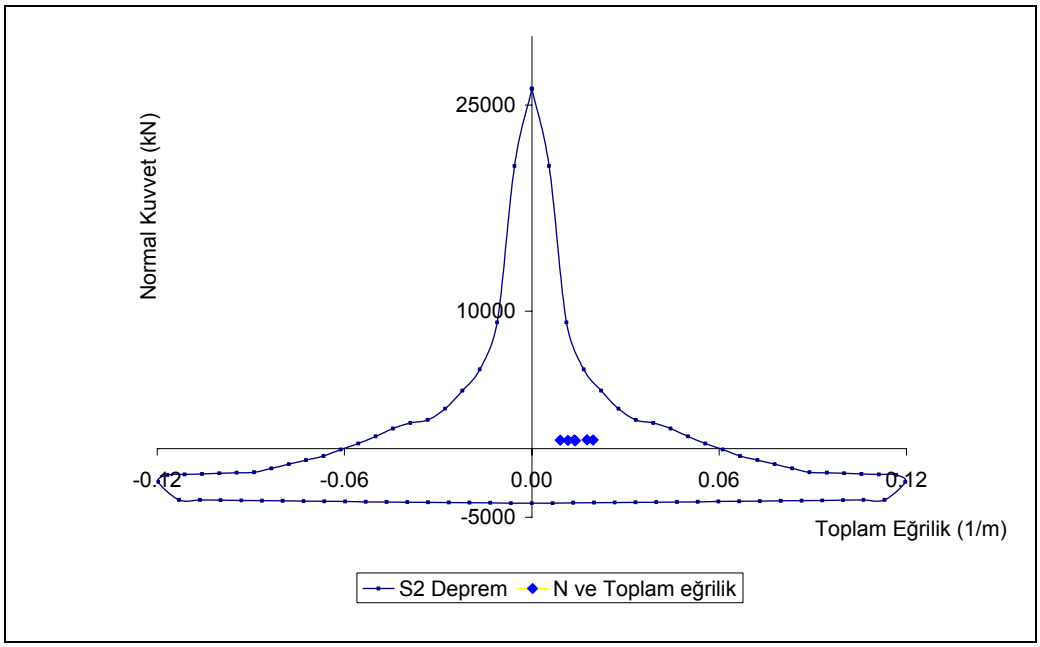


Şekil 8.20 : S1 Depremi Boyuna Yönünde Normal Kuvvet-Toplam Eğrilik Diyagramı Tahkiki

Şekil 8.21 ve Şekil 8.22'de S2 deprem senaryosunda boyuna yönde doğrusal olmayan itme analizinde plastik mafsal oluşan manto Y-P08 ve Y-P09 kesitlerin normal kuvvet–toplam eğriliğin S2 hedef depremi düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırları içersinde kaldığı görülmektedir.



Şekil 8.21 : Yeni Kesit S2 Depremi Boyuna Yönünde Normal Kuvvet-Toplam Eğrilik Diyagramı Tahkiki



Şekil 8.22 : Mevcut Kesit S2 Depremi Boyuna Yönünde Normal Kuvvet-Toplam Eğrilik Diyagramı Tahkiki

8.8 Güçlendirilmiş Kolonun Kayma Hesabı

8.8.1 Köprü boyuna yönünde kolonun kayma hesabı

Köprü boyuna yönünde itme analiz son adımdan en büyük kesit tesirleri veren P16 akstaki kolon seçilmiştir. Mevcut kolon kesit ve mantoların kesit tesirlerin ikisi' de dikkate alınarak kayma tahkiki yapılmıştır.

V_n = 496.49 kN + 126.64 kN = 623.13 kN

P_u = 880.49 kN+ 626.70 kN = 1507.19 kN

Kapasite azaltma faktörü	ϕ=0.85
Kolon kesit alanı :	A_g=1200000 mm^2
Faydalı yükseklik :	d=550 mm
Hesap genişliği :	b_w=2000 mm
Karakteristik beton basınç dayanımı :	f_c'=25 N/mm^2
Karakteristik çelik akma dayanımı :	f_y=420 N/mm^2
Kesme kuvveti :	V_n=623 kN
Normal kuvveti :	P_u=1507 kN
Boyuna yöndeki etriye aralığı :	s = 100 mm

N/A_g=1.29 N/mm^2 < $0.1f_c$'=2.5 N/mm^2

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

V_c=984 kN

Kesitteki etriye : 4Φ12 A_v=452 mm^2

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

V_s=1044 kN $V_n \le \phi \cdot (V_c + V_s)$

V_n= 884 kN < $\phi(V_c+V_s)$ = 1724 kN

Köprü boyuna yönünde kesme güvenliği sağlanmaktadır.

8.8.2 Köprü enine yönünde kayma hesabı

Köprü enine yönünde doğrusal olmayan itme analiz son adımda P-08 akstaki orta ayakta en büyük kesme tesiri oluşmuştur.

V_n = 524.30 kN + 360.13 kN = 884.43 kN

P_u = 893.79 kN+ 658.0 kN = 1551.79 kN

Kapasite azaltma faktörü	ϕ=0.85
Kolon kesit alanı :	A_g=1200000 mm^2
Faydalı yükseklik :	d=1950 mm
Hesap genişliği :	b_w=600 mm
Karakteristik beton basınç dayanımı :	f_c'=25 N/mm^2
Karakteristik çelik akma dayanımı :	f_y=420 N/mm^2
Kesme kuvveti :	V_n=884 kN
Normal kuvveti :	P_u=1552 kN
Boyuna yöndeki etriye aralığı :	s=100 mm

N/A_g=1.29 N/mm^2 < $0.1f_c$'=2.5 N/mm^2

Betonun kesme dayanımı:

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

V_c=858 kN

Kesitteki etriye : 4Φ12 A_v=452 mm^2

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

V_s=970 kN $V_n \le \phi \cdot (V_c + V_s)$

V_n= 884 kN < $\phi(V_c+V_s)$ = 1553 kN

Köprü enine yönünde kesme güvenliği sağlamaktadır.

8.8.3 Köprü boyuna yönünde sargı donatısı hesabı

Sargı donatısı aralığı:	a = 100 mm
Kolon çekirdek bölgesi ölçüsü :	h_c = 500mm
Sargı donatısı akma dayanımı :	f_{yh} = 220 N/mm^2
Kolon kesit alanı :	A_g = 1200000 mm^2

Çekirdek alanı : $A_c = 950000\ mm^2$

Dikdörtgen kolonun etriye ve ilave çirozlarının toplam alanı, aşağıda verilen iki formül ile hesaplanan donatı alanlarının büyüğüne eşit veya ondan büyük olmalıdır.

(AASHTO, Division 1A, 7.6.2)

$$A_{sh} = 0.3 \cdot a \cdot h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] = 235\ mm^2$$

$$A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} = 357 mm^2$$

Kesitteki sargı : 4 Φ 14 $A_v = 615.44\ mm^2$

İlave çiroz : 4 Φ 14 $A_v = 615.44\ mm^2$

$357\ mm^2 < A_v = 1230\ mm^2$

Köprü boyuna yönünde kesitte bulunan sargı donatısı yeterlidir ve ayrıca sargı aralığı 10 cm olduğundan şartname koşullarına uygundur.

8.8.4 Köprü enine yönünde sargı donatısı hesabı

Sargı donatısı aralığı: a=100 mm

Kolon çekirdek bölgesi ölçüsü : h_c=1900mm

Sargı donatısı akma dayanımı : f_{yh}=420 N/mm^2

Kolon kesit alanı : A_g=1200000 mm^2

Çekirdek alanı : A_c=950000 mm^2

Dikdörtgen kolonun etriye ve ilave çirozlarının toplam alanı, aşağıda verilen iki formül ile hesaplanan donatı alanlarının büyüğüne eşit veya ondan büyük olmalıdır. (AASHTO, Division 1A, 7.6.2)

$$A_{sh} = 0.3 \cdot a \cdot h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] = 892\ mm^2$$

$$A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} = 1357\ mm^2$$

Kesitteki sargı : 4 Φ 14 $A_v = 615\ mm^2$

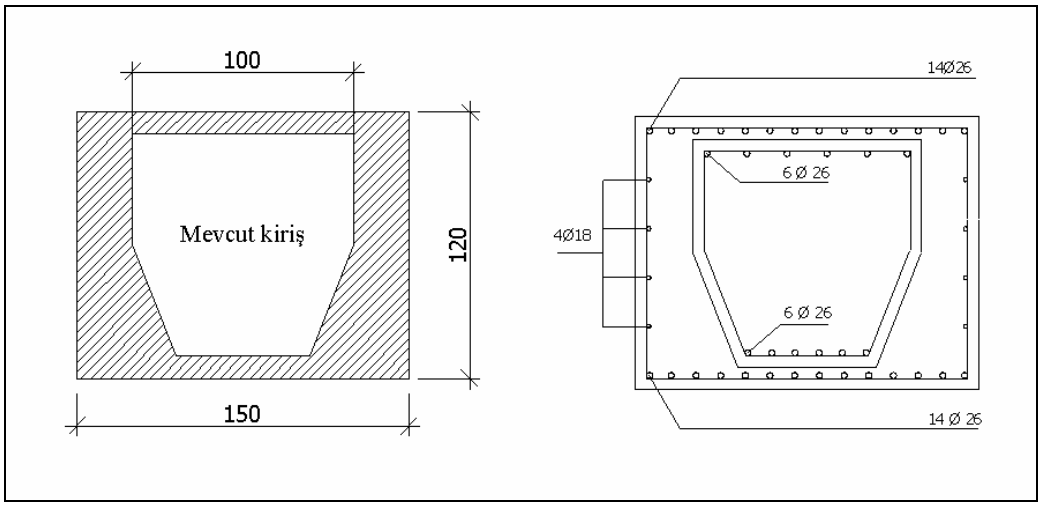
İlave çiroz : 14 Φ 14 $A_v = 2154\ mm^2$

$1357\ mm^2 < A_v = 2769\ mm^2$

Köprü enine yönünde kesitte bulunan sargı donatısı yeterlidir ve ayrıca sargı aralığı 10 cm olduğundan şartname koşullarına uygundur.

8.9 Güçlendirilmiş Başlık Kirişi Hesabı

Mevcut başlık kirişi 100 cm genişliğinde ve 100 cm yüksekliğindeydi. Başlık kirişi mantolama yapılarak güçlendirilmiştir ve kesit genişliği 150 cm olmuştur. Başlık kirişi hesabı yapılırken SAP 2000 modeli için orta ayak model yapılmıştır üst yapı yük yapım aşaması düşünülerek yüklenmiştir. Ayrıca fren yükü, rötre, sünme, sıcaklık etkisi, deprem yükü, yaya yükü ve standart trafik yükü en elverişsiz durumlara göre yükleme olarak yüklenmiştir.

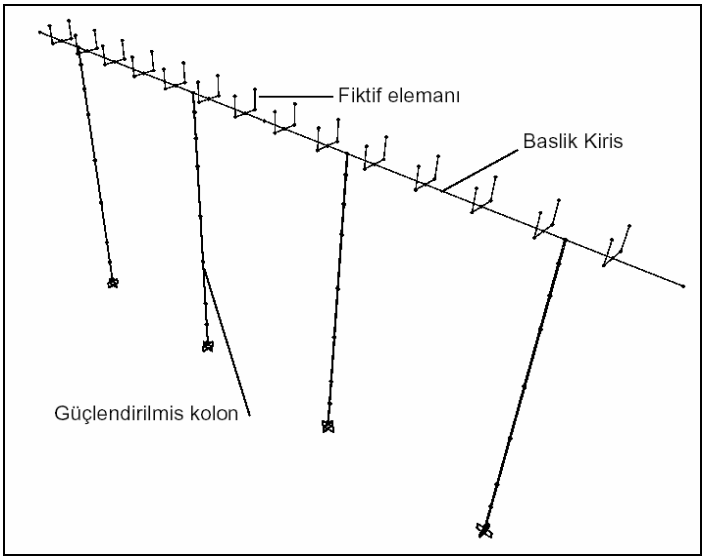


Şekil 8.23 : Başlık Kirişi ve Manto Açıklaması

Mevcut donatı alt ve üstte 6Φ26 olarak kabul edilmiştir. Ek güçlendirme donatı olarak alt ve üstte 14Φ26 donatı koyulmuştur. Analiz için XTRACT programı kullanarak modellenmiştir. Mevcut başlık kirişinde kullanılan beton sınıfı C20, Başlık kirişi mantosunda kullanan beton sınıfı C25'dir. Mevcut başlık kirişinde kullanılan donatı çeliği S220, başlık kirişi mantosunda donatı çeliği S420 alınmıştır.

8.9.1 SAP 2000 başlık kirişi modeli detayı

Başlık kirişi için sadece bir aksı modellenmiştir güçlendirilmiş kolonlar ve güçlendirilmiş başlık kirişi özellikleri SAP 2000 program kesit özelliklerine atanmıştır. Elastomerlerden aktarılan kuvvetler başlık kirişine etki ettirmiştir.



Şekil 8.24: Başlık Kirişi SAP 2000 Modeli Açıklaması

8.9.2 Güçlendirilmiş köprüde yük analizi

8.9.2.1 Standart trafik yükü

Titreşim katsayısı (I)

L = 12.25 m

I = 1 + 15/(L + 37) ≤ 1.30 (L = yükleme yapılan uzunluk, m cinsinden)

I = 1 + 15/(12.25+37)

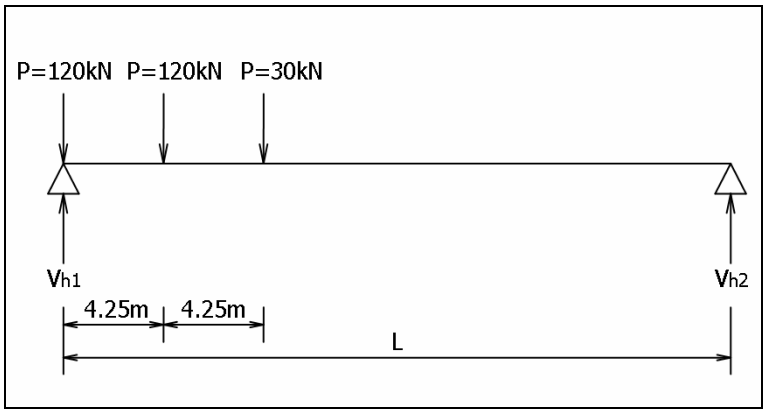
I = 1.305 ≥ 1.30, I=1.30 alınmıştır.

Standart kamyon yüklemesi (H30-S24) Şekil 8.25

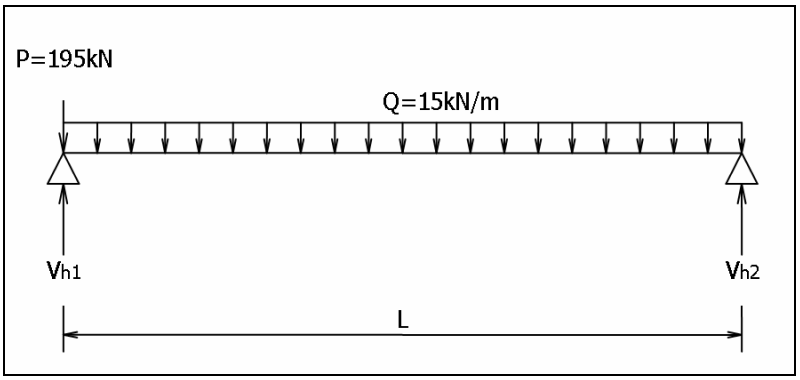
P = 2 şerit×2 tekerlek aksı×1.3×120 kN×1 = 624.00 kN

V_h = [624×12.25 + 624×(12.25 - 4.25) + (624 / 4)×(12.25 - 8.50)] / 12.25 = 1079.27 kN

V_h = 1079.27 kN / 7 = 154.18 kN/mesnet



Şekil 8.25: Standart Kamyon Yüklemesi (H30-S24) [1]



Şekil 8.26: Şerit Yüklemesi [1]

Şerit yüklemesi :

P = 2 şerit×195 kN×1.3×1 = 507.00 kN

P = 2 şerit×15 kN/m×1.3×1 = 39.00 kN/m

V_h = [507kN×12.25 m + (39 kN/m×12.25 m×12.25 m / 2)] / 12.25 m = 745.88 kN

V_h = 745.88 kN / 7 = 106.55 kN/mesnet

8.9.2.2 Yaya yükü

Yaya yükü 3.0 kN/m^2 alınmıştır.

12.25 m×2.00 m×3.0 kN/m^2 = 73.5 kN

Her bir mesnede gelen yaya yükü

73.5 kN/2 = 36.75 kN/mesnet

8.9.2.3 Fren kuvveti

Hareketli yükün 1/20 si fren kuvveti olarak alınmıştır.

V = 153.73 kN/mesnet / 20 = 7.69 kN/mesnet

8.9.2.4 Sıcaklık etkisi

Betonarme üstyapı $\Delta T = \pm 27.5°$ C (-15°C ila + 40°C)

Sıcaklık değişiminden oluşan etkilerin hesabında sıcaklık değişimi miktarı olarak $\Delta T = 55°C$ değeri kabul edilmiştir. Rötre ve sünme için kısalma katsayısı 0.0002 alınmıştır.

Betonun ısı genleşme katsayısı : α_T = 1.08E-5 / °C (Soğuma / Isınma)
Sıcaklık değişimi : $\Delta L = \alpha T \times L \times \Delta T$ = (1.08E-5 / °C)×12.25 m×55 °C = 0.00728 m

Rötre + sünme: ΔL = 0.0002×12.25 m = 0.00245 m

ΔL_{toplam} = 0.00973 m / 2 = 0.004865 m

8.9.3 Yükleme kombinasyonları

Yükleme kombinasyonları yukarıda açıklanan yükler ve etkiler gözetilerek AASHTO Tablo 3.22.1A da verilen katsayılar kullanılarak hesaplanmıştır.
Kullanım yüküne göre:

1.0 DL + 1.0 LL (COMB1)

1.0 DL + 1.0 E + 1.0 EQ_Y + 0.3 EQ_X (COMB5)

1.0 DL + 1.0 E + 1.0 EQ_X + 0.3 EQ_Y (COMB6)

Arttırılmış yüke göre:

1.3 (1.0 DL + 1.67 LL + 1.0 E) (COMB7)

1.3 (1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E + 0.3 W + 1.0 WL + 1.0 LF) (COMB8)

1.3 (1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E + 1.0 RST) (COMB9)

1.25 (1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E +0.3 W + 1.0 WL + 1.0 LF + 1.0 RST) (COMB10)

DL: Ölü yükler
W: Rüzgar yükü (köprü boş)
LL: Hareketli yük
WL: Rüzgar yükü (köprü dolu)
LF: Fren yükü

EQ_X: Köprü boyuna yönünde deprem

E: Toprak yükleri

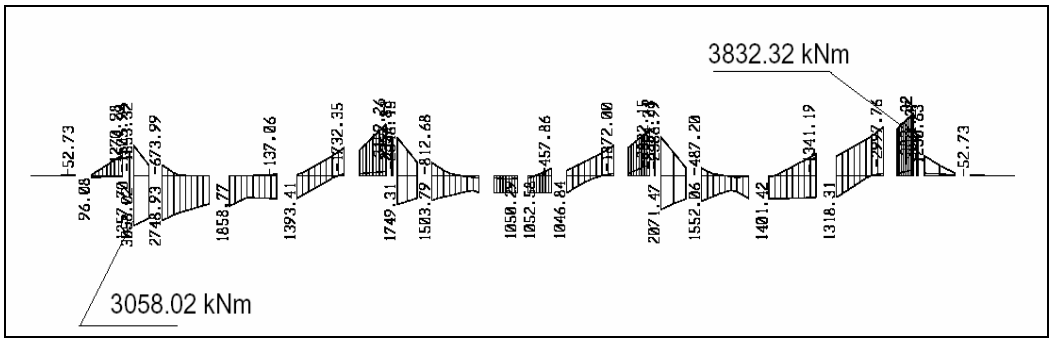
EQ_Y: Köprü enine yönünde deprem

RST: Rötre + Sünme + Sıcaklık

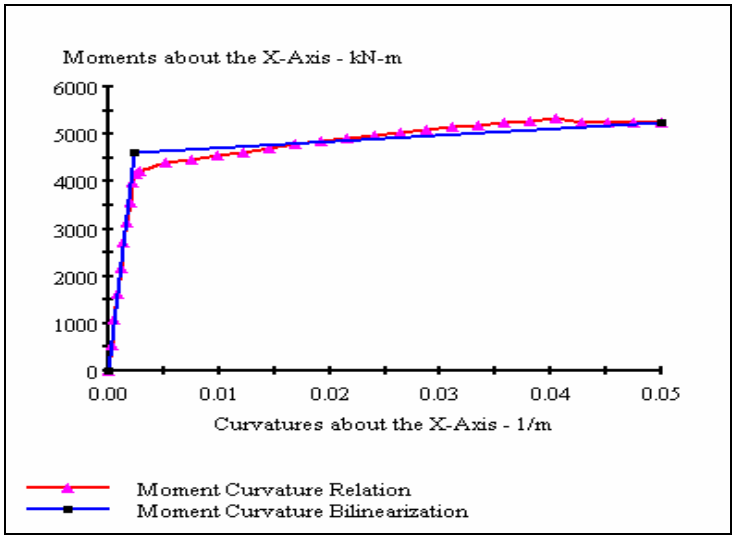
8.9.4 Başlık kirişi eğilme hesabı

XTRACT programı analiz sonucu başlık kirişi üst tarafında moment değeri M_e = 4628 kNm hesaplanmıştır (Şekil 8.28). SAP 2000 da elverişsiz yükleme sonucu oluşan eğilme momenti (Şekil 8.27) ile karşılaştırılmıştır.

M_e = 4628 kN m > M_u = 3832.32 kN m başlık kirişi üst eğilme donatısı sağlanmıştır.



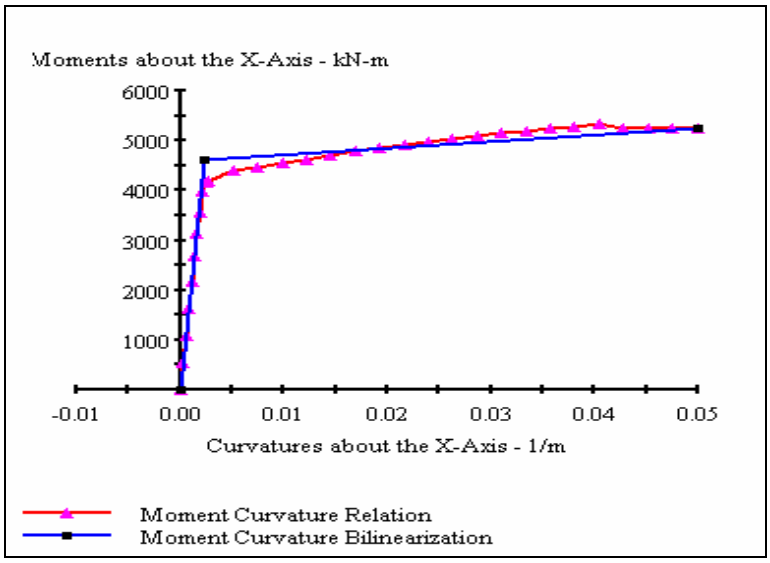
Şekil 8.27: Başlık Kirişi Moment Diyagramı (Zarf)



Şekil 8.28: Üst Donatı İçin Moment Eğrilik Diyagramı

XTRACT program analizi sonucu başlık kirişi alt tarafında moment kapasitesi M_e= 4626 kNm hesaplanmıştır (Şekil 8.29). SAP 2000'de elverişsiz yükleme sonucu oluşan eğilme momenti Şekil 8.27 ile karşılaştırılmıştır .

M_e = 4626 kNm > M_u = 3058.02.42 kNm alt donatısı sağlamıştır.



Şekil 8.29: Alt Donatı İçin Moment Eğrilik Diyagramı

8.9.5 Başlık kirişi kesme donatısı hesabı

ϕ = 0.85 Taşıma gücü azaltma katsayısı

V_u = 2664.06 kN Arttırılmış kesme kuvveti

N_u = 91.51 kN Arttırılmış normal kuvvet

f_c' =25 N / mm^2 Beton basınç dayanımı

f_y = 420 N / mm^2 Betonarme donatısının akma dayanımı

b_w = 1000 mm Kesit hesap genişliği

d = 1150 mm Faydalı yükseklik

Kesme Donatısı: 2Φ18 /100 A_v = 509 mm^2

Betonun Kesme Taşıma Gücü:

$$V_c = 24.1\left(0.0068 + \frac{N_u}{2000 A_g}\right)\sqrt{f_c'}\,(b_w d)$$

V_c = 948 kN

Kesme donatısının kesme taşıma gücü:

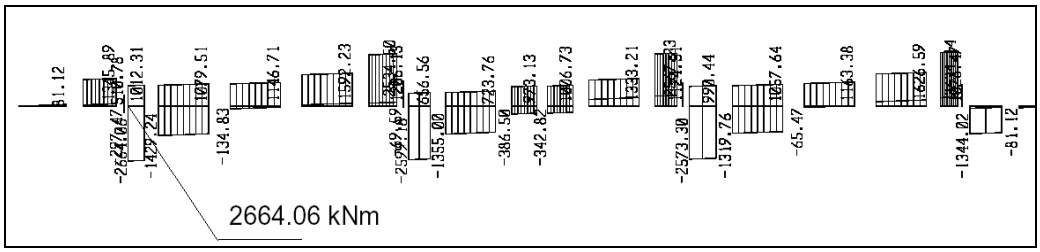
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

V_s = 2458 kN

Kesitin toplam kesme kapasitesi:

$$\phi V_n = \phi\left(V_c + V_s\right) \geq V_u$$

ϕ V_n = 0.85 (948 + 2458) = 2895 kN > 2664 kN Kesit kayma hesabı sağlamıştır.



Şekil 8.30: Başlık Kirişi Kesme Kuvvet Diyagramı

8.10 Temel Hesabı

Temel hesabında birinci aşamada mevcut temelin SAP 2000 programında matematik modeli hazırlanmıştır (Şekil 8.31).

Mevcut temele, S2 deprem senaryosuna göre güçlendirilmiş üst yapı doğrusal olmayan statik itme analizi sonucu oluşan iç kuvvetlerden son adımındaki en büyük değerleri (Tablo 8.9, 8.10, 8.11, 8.12) etkiterek analiz yapılmıştır.

Tahkikler Sap2000 programı kullanılarak yapılmıştır. Temel ile zemin arasındaki etkileşim sonlu elemanlarına atanan yaylarla modellenmiştir. Bu değer k_v = 20000 kN/m^3'dir. Yatay yatak katsayısı değeri için, düşey yatak katsayısı 2/3 değeri alınmıştır. SAP 2000 de hesap temel modelde çekme çıkan yaylar iptal edilmiş ve yayların hiçbiri çekme almayıncaya kadar analiz tekrar edilmiştir.

Tablo 8.9: Boyuna S1 Deprem Durumunda Temele Aktarılan İç Kuvvetler

KESİT	P9K-YP9K			P9K-YP9K			P9K-YP9K			P9K-YP9K		
	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2
	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN
Kolon	1015	599	117	1020	714	119	1020	715	119	1013	599	117
Manto	3756	842	393	3780	1003	398	3778	1002	397	3751	834	392
Yeni Kesit	4771	1441	510	4800	1717	516	4799	1717	516	4764	1433	509

Tablo 8.10: Enine S1 Deprem Durumunda Temele Aktarılan İç Kuvvetler

KESİT	P8K-YP8K			P8O-YP8O			P8K-YP8K			P8O-YP8O		
	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2
	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN
Kolon	1024	1134	196	1144	953	235	1138	1039	232	974	521	180
Manto	2212	828	134	787	688	161	781	750	159	670	401	124
Yeni Kesit	3735	1961	330	1932	1641	396	1919	1789	391	1643	922	305

Tablo 8.11: Boyuna S2 Deprem Durumunda Temele Aktarılan İç Kuvvetler

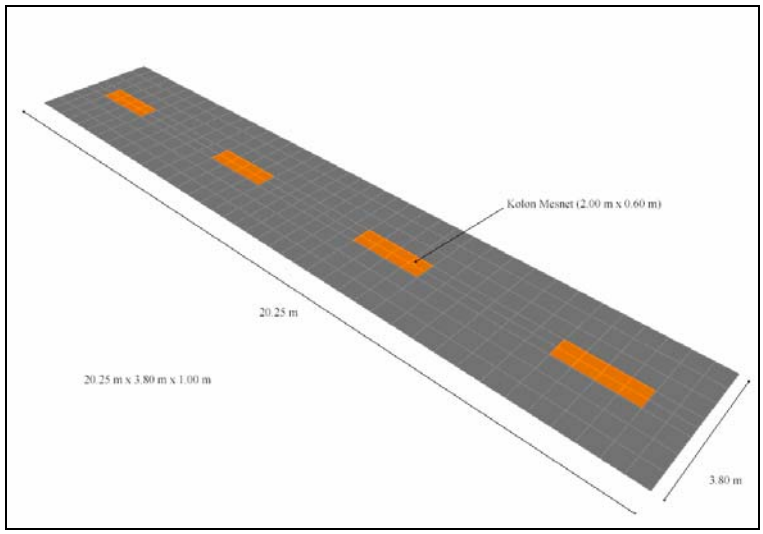
KESİT	P8K-YP8K			P8O-YP8O			P8K-YP8K			P8O-YP8O		
	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2
	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	KNm	kN	kN	kNm	kN	kN
Kolon	1523	153	286	1755	795	358	1761	668	360	1551	1109	295
Manto	2212	129	413	2556	1086	521	2565	894	524	430	1493	0
Yeni Kesit	3735	282	699	4311	1882	879	4326	1552	884	1981	2602	295

Tablo 8.12: Enine S2 Deprem Durumunda Temele Aktarılan İç Kuvvetler

KESİT	P8K-YP8K			P8O-YP8O			P8K-YP8K			P8O-YP8O		
	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2	M3	N	V2
	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	KNm	kN	kN	kNm	kN	kN
Kolon	1097	605	130	1104	719	131	1105	718	132	1099	603	130
Manto	3863	842	402	3891	1008	408	3892	1008	408	3869	850	404
Yeni Kesit	4960	1447	533	4995	1727	539	4997	1726	540	4968	1453	534

8.10.1 Mevcut temel hesabı

Mevcut temelde donatıları her iki yönde Φ14/15 olduğu kabul edilmiştir.

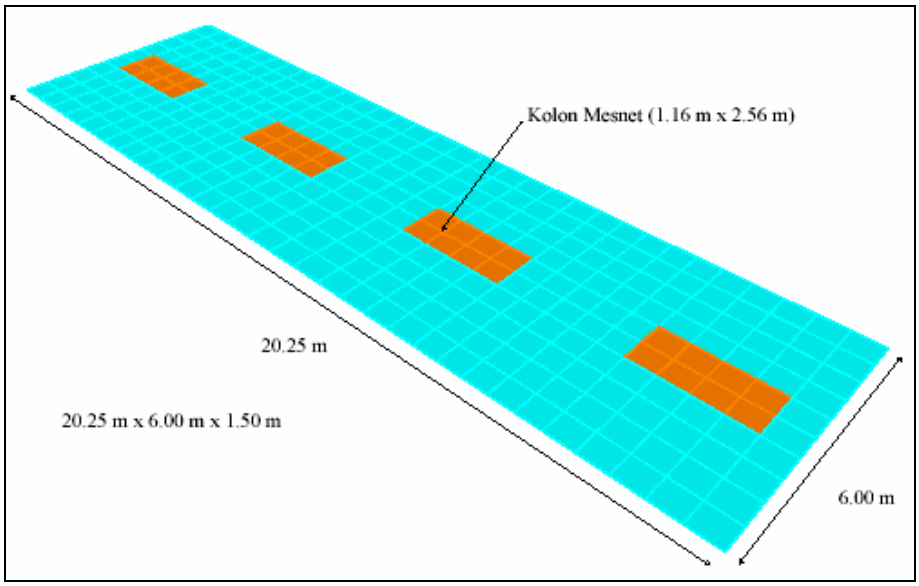


Şekil 8.31 : Mevcut temel matematik modeli

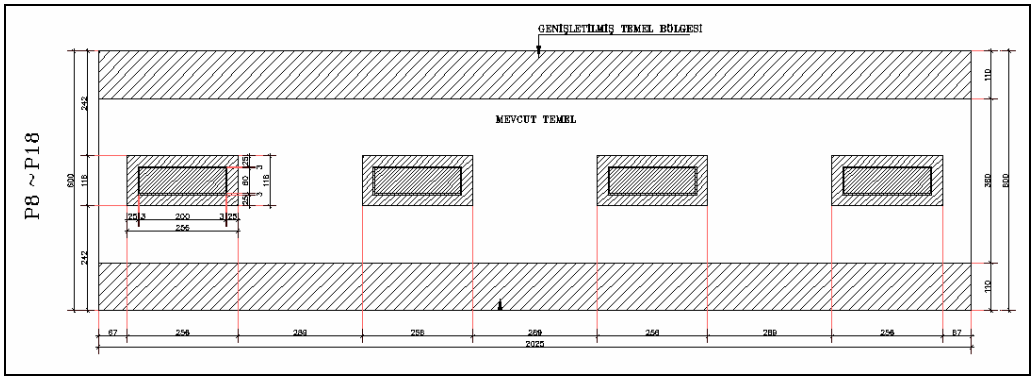
Zemin gerilmeleri boyuna yönde emniyet gerilmelerini aşmaktadır. S2 performans seviyesinde gerilmeler σ_{zemin} = 0.05475 m× 20000 kN/m^3 = 1095 kN/m^2'a kadar çıkmaktadır. Bu değer zeminin maksimum taşıma kapasitesinin bile üzerindedir. Buradan yola çıkarak temelin güçlendirilmesi sonucuna ulaşılmıştır.

8.10.2 Temel güçlendirme hesabı

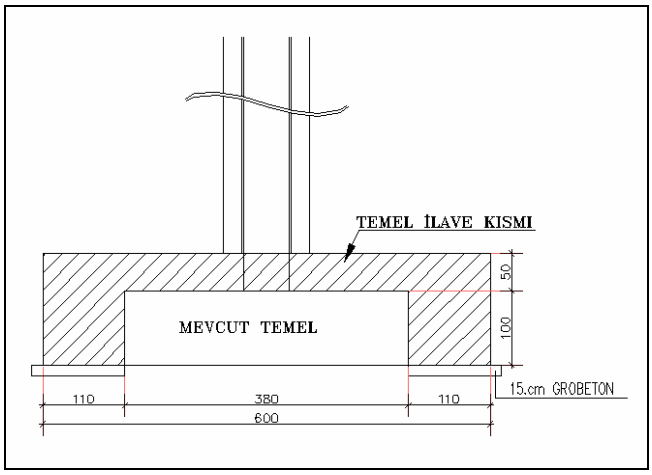
Mevcut temeli enine yönde her iki tarafa 110 cm genişleterek oturma alanı büyütmüştür ve zemin gerilmeleri azaltmaya çalışılmıştır. Kesme kuvveti değerleri de kritik olduğu için temel yüksekliği 50 cm artırılmıştır (Şekil 8.33, Şekil 8.34).



Şekil 8.32: Güçlendirilmiş Temel SAP 2000 Matematik Modeli

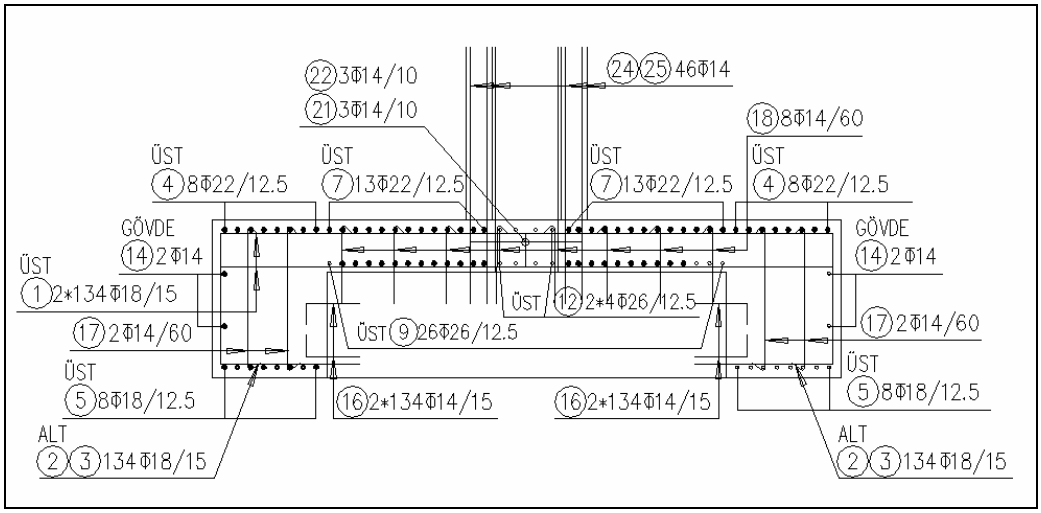


Şekil 8.33: Orta Ayak Güçlendirilmiş Temel Planı



Şekil 8.34: Orta Ayak Güçlendirilmiş Temel Kesit

Orta ayak güçlendirilmiş temellerinin tahkikte S2 depremi senaryosu için statik itme analizi sonucunda elde edilen iç kuvvetler uygulanmıştır (Tablo 8.11, 8.12). Moment, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri statik itme analizinin son adımdan okunmuştur ve temel modeline etkitilmiştir. SAP 2000'de temel ile zemin arasındaki etkileşim sonlu elemanlarla tanımlanan yaylarla tanımlanmıştır. Temel kesiti kapasite hesabı için XTRACT programında temel mevcut ve manto özellikleri dikkate alan modeli kullanılmıştır. Malzeme olarak mevcut kesit için C20 beton ve S220 donatısı, temel mantosu için C25 beton sınıfı ve S420 donatı sınıfı kullanılmıştır. Temel sistemi moment-eğrilik analizi ile temelin alt ve üst moment değerleri hesaplanmıştır. Sap2000 programından bulunan temel en olumsuz moment değerler ile karşılaştırıp tahkik edilmiştir.



Şekil 8.35: Güçlendirilmiş Temel Donatı Detayı (Enkesit)

8.10.2.1 Güçlendirilmiş temel eğilme tahkiki

Güçlendirilmiş temel eğilme tahkik için temel akma moment değerleri XTRACT program analizden elde edilmiştir.

Köprü boyuna temel alt akma moment M_e = 959 kNm/m Şekil E1

Köprü boyuna temel üst akma moment M_e = 2172 kNm/m Şekil E2

Köprü enine temel alt akma moment M_e = 1463 kNm/m Şekil E3

Köprü enine temel üst akma moment M_e = 3831 kNm/m Şekil E4

SAP 2000'de sonlu eleman olarak modellenmiş güçlendirilmiş temel analizden en büyük kuvvet tesirleri (Şekil F1- Şekil F6) okunmuştur ve özet olarak Tablo 8.13'de verilmiştir.

Tablo 8.13: Güçlendirilmiş Temelde Oluşan İç Kuvvetleri

Deprem seviyeleri	M_{11} max	M_{11} min	M_{22} max	M_{22}min
	kNm	kNm	kNm	kNm
S1 Boyuna	733	262	-	-
S1 Enine	-	-	281	466
S2 Boyuna	784	250	-	-
S2 Enine	-	-	634	402

S1 Deprem senaryosu güçlendirilmiş temel eğilme donatı tahkikleri

$M_{maks} \prec M_e$ 733 kNm/m < 959 kNm/m boyuna alt donatısı sağlanmıştır.

$M_{maks} \prec M_e$ 262 kNm/m < 2172 kNm/m boyuna üst donatısı sağlanmıştır.

$M_{maks} \prec M_e$ 281 kNm/m < 1463 kNm/m enine alt donatısı sağlanmıştır.

$M_{maks} \prec M_e$ 466 kNm/m < 831 kNm/m enine üst donatısı sağlanmıştır.

S2 Deprem Senaryosu güçlendirilmiş temel eğilme donatısı tahkiki

$M_{maks} \prec M_e$ 784 kNm/m < 959 kNm/m boyuna alt donatısı sağlanmıştır.

$M_{maks} \prec M_e$ 250 kNm/m < 2172 kNm/m boyuna üst donatısı sağlanmıştır.

$M_{maks} \prec M_e$ 634 kNm/m < 1463 kNm/m enine alt donatısı sağlanmıştır.

$M_{maks} \prec M_e$ 402 kNm/m < 3831 kNm/m enine üst donatısı sağlanmıştır.

8.10.2.2 Güçlendirilmiş temel sisteminde kayma donatısı tahkiki

Güçlendirilmiş temelde kayma donatısı hesabı AASHTO' ya göre yapılmıştır.

$\phi = 0.9$ Taşıma gücü azaltma katsayısı

fc' = 25 Mpa Karakteristik beton basınç dayanımı

f_y = 420 Mpa Eğilme donatısının karakteristik akma dayanımı

b_w = 1000 mm Kesit genişliği

d = 1425 mm Faydalı yükseklik

d' = 75 mm Pas payı

V_u = 435000 N Artırılmış(faktörlü) kesme kuvveti

$$V_c = 0.166 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

V_c = 1200 kN

V_u = 435 kN < V_c = 1200 × 0.85 = 1020 kN kayma donatısı hesabına gerek yoktur.

Güçlendirilmiş temelde zemin gerilme (Şekil F7- Şekil F9') tahkiki Tablo 8.14' de verilmiştir.

Tablo 8.14: Zemin Gerilme Tahkiki

Temele Etkiyen Kuvvet Durum	δ_{max}	K	σ_{zem}	$\sigma_{zem.em}$	Sonuç
	m	kN/m^3	kN/m^2	kN/m^2	
Zati Durumu	0.00459	20000	92	< 200	√
S2 Deprem Boyuna Yönde	0.01472	20000	294	< 300	√
S2 Deprem Enine Yönde	0.00849	20000	170	< 300	√

8.10.2.3 Mevcut temel ve ek temel birleşim yerindeki saplama donatılarının kesme sürtünmesi hesabı

V_{13max} = 342.53 kN (1 m için) yeni ve eski kesit yüzeyin birleştiği yerden (SAP2000 programından) okunmuştur (Şekil F6).

$V_r = A_{wf} \times f_{yd}$

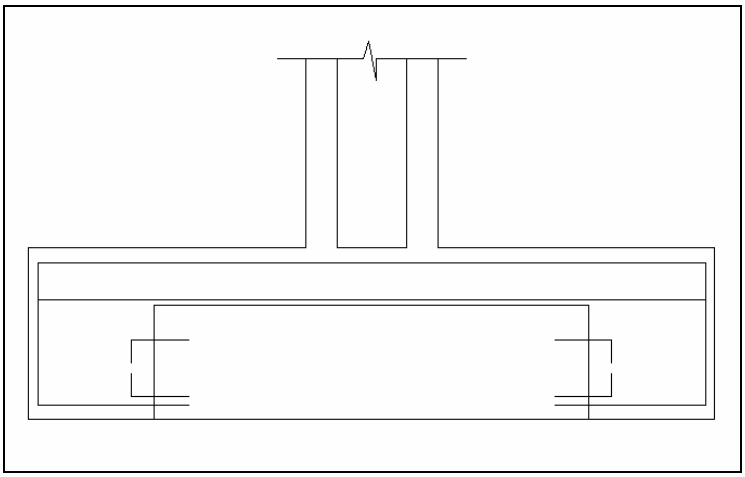
Gerekli saplama donatısı alanı A_{wf} = 342.53 kN / 420000 kN/m^2 = 0.00082 m^2

A_{wf} = 8.155 cm^2

1 adet Φ 14 = 1.54 cm^2

Seçilen saplama donatısı alanı: 8.155/1.54 = 5.29 ~ 6 adet

Her bir metre genişlik için her temel yüzünde 2Φ14/15



Şekil 8.36: Kesme Sürtünme İçin Temel Saplama Donatısı

Temel mesnet yüzünde okunan maksimum kesme kuvveti V_{13} = 502.74 kN/m okunmuştur.

$\tau_H = V_{13}/(b_r \times d)$

b_r : Birleşim alanının genişliği

d : Kompozit elemanın faydalı yüksekliği

τ_H = 502740/1450× 1600 = 0.217 Mpa

Sürtünme katsayısı μ için mevcut temel yüzeyi pürüzlendirileceği için 1.0 değeri alınmıştır.

Temel boyuna yönünde bir metrelik kesit için V_{dh}:

$V_{dh} = \tau_H \times b_r \times 1000$ mm = (0.217/1000) × 1600 × 1000 = 347.20 kN/m

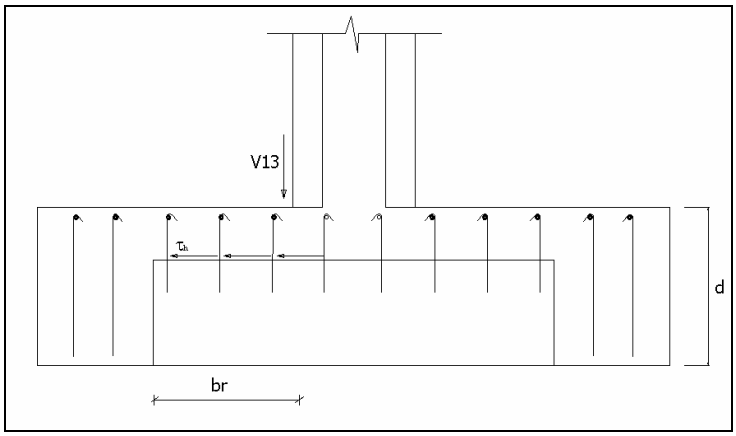
Seçilen kesme–sürtünme donatısı 3Φ14/60

$V_{hr} = A_w \times f_{yd} \times \mu$

V_{hr} = 924×420×1/1000 = 388.08 kN/m < 347.20 kNm

Seçilen kesme sürtünmesi donatısını çekme karşısında güvenirliliği için Caltrans mevcut temele saplanan donatılara ek olarak genişletilen temel kısımlarında tam boy

düşey bağlar kullanılmasını tavsiye etmektedir. Bu yüzden Φ14 düşey donatıları şekildeki gibi temel arka ve ön yüzünde uzatılmıştır.



Şekil 8.37: Temel Saplama Donatısı

8.10.2.4 Kolon boyuna donatısının temel ankraj derinliği ve ankraj reçine hesabı

$$L_{dc} = \frac{0.3 d_b f_{ye}}{\sqrt{f_c'}} = \frac{0.3x14x420}{\sqrt{25}} = 352.88 \text{ mm}$$

L_{dc} = 36 cm seçilmiştir.

B_w = 1 m de kullanılan boyuna donatı 2 adet Φ14/15 $A_s = 55.42 \text{ cm}^2$

Donatıdaki maksimum birim uzama: $\varepsilon_{st} = 0.02$

$\sigma = E \times \varepsilon_{st} = 40 \text{ kN/cm}^2$

$T = 40 \text{ kN/cm}^2 \times 55.42 \text{ cm}^2 = 2216.8 \text{ kN}$

Ekilecek demir çapı: 1.4 cm

Delik çapı = (Φ+0.6) = 2.0 cm

Beton / Reçine Aderans Dayanımı

$A_1 = 36 \times \pi \times (\Phi+0.6) \times 30 \times L = 2441.66 \text{ kN}$

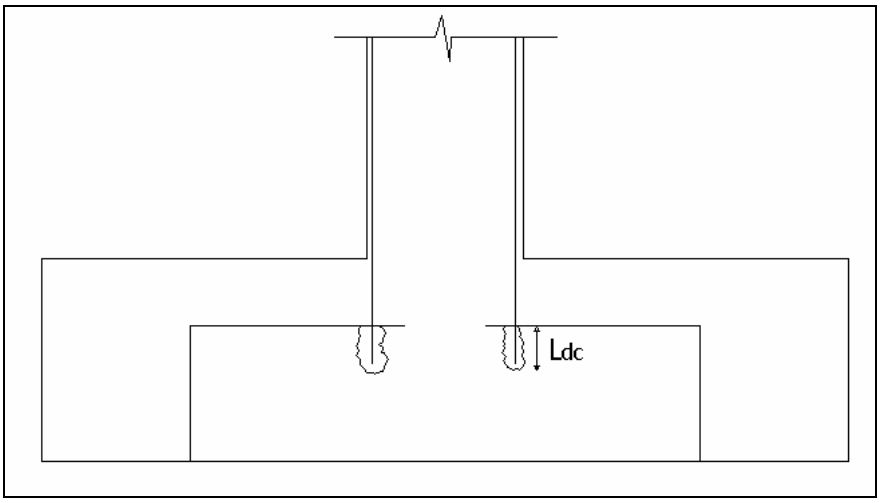
Beton / Reçine Aderans Dayanımı

$A_2 = 36 \times \pi \times \Phi \times 150 \times L = 8545.82 \text{ kN}$

A_1 ve A_2 dayanımlardan küçük olan alınır :

A_{min} = 2441.66 kN

A_{min} = 2441.66 kN > T= 2216.8 kN



Şekil 8.38: Temel Ankraj

9. SONUÇLAR

Depremler büyük güçte etkilerdir ve büyük felaketlere neden olabilirler. Bununla beraber yer seçimi, projelerin hazırlanması, malzemenin seçimi ve inşaatın gerçekleştirebilmesinde belirli mühendislik kurallarına uyulduğu takdirde depremleri bir çok yapının hasarsız atlatması veya en azından minimum hasarla geçilmesi mümkündür. Bunun için ek masraf azdır ve bir çok kere sadece dikkat ve özenle yapının depreme karşı davranışında büyük iyileştirme sağlanabilir. Bu suretle büyük masraf, zahmet ve problemleri olan onarım ve güçlendirme işlerinden kurtulmuş olur[7].

Genellikle her yapı kendine özgü bir taşıyıcı sisteme sahiptir ve depremde gördüğü hasar diğer yapılardan farklıdır. Bu sebepten özel bir onarım ve güçlendirme çözümü ve kendine mahsus detaylar gerektirir. Bu tez çalışması kapsamında, son zamanlarda yaygın olarak kullanılan mevcut yapıların onarım ve güçlendirmesi ile ilgili çalışmalara örnek teşkil edebilecek bir uygulama projesi Bayrampaşa köprüsünün onarım ve güçlendirilmesi ele alınmıştır.

Onarım ve/veya güçlendirme işlerinin projelendirilmesi için yerinde incelemenin sonucu verileri kullanmakla beraber tamamlayıcı incelemeler yapmak ve tamamlayıcı veriler toplamak gerekir. Mevcut köprünün yapı ile ilgili bilgiler bulunmadığı için yerinde gözlemler ölçümler yapılmıştır. Bu iş onarım güçlendirme işlerinde en temel aşamadır.

Yapı sistemlerinin, muhtemel bir senaryo depremi altındaki performanslarının, deprem öncesinde belirlenmesi, gerekli görülen iyileştirmelerin deprem öncesinde gerçekleştirilmesi, deprem zararlarını en aza indirmek açısından son derece önemlidir. Mevcut yapıların geleneksel yöntem yerine doğrusal olmayan itme analizi kullanılarak performansını incelenmesi sonucu, yapıda meydana gelebilecek mekanizma durumları ve bunun sırası, yapıda deprem sonrasında gözlenecek kapasite kayıplarının yaklaşık bir şekilde belirlenmesi ve deprem sonrasında gerekebilecek doğru güçlendirme stratejisinin verimli bir şekilde elde edilmesi mümkün olmaktadır. Bu çalışmada performans kavramına dayalı, deformasyon

kontrollü doğrusal olmayan analiz yöntemi olan artımsal itme analizi yöntemi anlatılmıştır.

Bu projesinin uygulama kısımda doğrusal elastik yöntemde AASHTO deplasman bazlı analiz için CALTRANS (normal köprüler için tanımlanmış performans hedeflerini karşılamak için gerekli minimum sismik dizayn gerekliliklerini belirmek üzere hazırlanmış bir şartnamedir) yöntemi kullanarak yapılmıştır.

Doğrusal elastik ve doğrusal olmayan yöntemi kullanılarak mevcut köprünün deprem karşısındaki davranışları değerlendirilmiş ve yetersiz bulunmuştur.

Mevcut köprü elemanlarının güçlendirilmesinde betonarme mantolama yöntemi seçilmiştir. Bu yöntemle köprü elemanlarının (başlık kirişi ve kolon) dayanımları rijitlikleri ve süneklikleri arttırılmıştır. Kolon kesitleri arttırıldığından kiriş oturma payları da otomatik olarak arttırılmış olmaktadır. Bunun için ek bir imalat gerekmemiştir. Mevcut kesit ve yeni kesit birlikte çalıştırılmamıştır. Bu yöntem belli köprülerde hesap belirsizliklerini (kolonlarda normal kuvvet aktarımını) ortadan kaldırmak için seçilmiştir. Mevcut kolonların onarım gereken yerleri onarılıp yeni kesitle arası straforlarla ayrılmıştır. İlave kesit için donatılar yerleştirilerek beton dökülmüştür.

Köprüde taşıyıcı kirişlerin betonlarının çok kötü durumda olması ve çok sayıda hasarlı kiriş bulunması, kirişlerin kalıcı sehim yapmış olması dolaysıyla bunların yerine mevcut kesitte bulunan 40 adet betonarme kirişin yerine önerilen şekilde 14 adet öngerilmeli beton prekast konulmuştur. Kirişin değiştirilmesiyle üst yapı ağırlığı %22.4 oranında azalmıştır. Ayrıca bu sistemle kirişler arasına gerekli deprem takozlarının yapılması da mümkün olacaktır.

Mevcut orta ayak başlık kiriş kesitleri büyütülerek kiriş oturma payı mesafeleri gereken miktarlar sağlanacak şekilde artırılmış olacaktır; aynı zamanda mevcut başlık kirişlerinin deprem bakımından yetersiz olan taşıma kapasitesi de gereken mertebeye yükseltilmiş olacaktır.

Köprünün Kartaltepe ve Bayrampaşa bölümleri ile farklı “bina türü” betonarme karkas yapının birleştiği P6 ve P7 aksı orta ayaklarda birer kayıcı mesnet teşkili gerekli görülmüştür. Bundaki amaç, köprü bölümü ile “bina türü” sisteminin birbirine (yatay) deprem yükü aktarmasını önlemek ve dolayısıyla mevcut sistemde

bu konuda mevcut olan belirsizliği ortadan kaldırmak ve her yapı sistemini kendi içinde çözmektir. Dolayısı ile "bina" türü betonarme karkas sistemin güçlendirilmesine gerek kalmamıştır.

Kenar ayaklarda kayıcı mesnetler teşkil edildiğinde kenar ayaklar deprem yükleri açısından tabliyeden izole edilmiş olacak ve dolayısı ile güçlendirilmelerine gerek kalmayarak bu yönde bir tasarruf sağlanmıştır

Mevcut temellerin de deprem yükleri bakımından çok yetersiz olmaları nedeniyle (gerekli yüzeysel beton onarımını müteakip) genişletilmeleri ve kalınlaştırılmaları gerekmiştir.

Bulunması gerekli olan ve deprem sırasında kirişlerin aşırı yanal hareketini engelleyecek şekilde kenar ayaklarda ve orta ayaklarda kirişlerin arasında yeni deprem takozları yapılmıştır. Ayrıca, köprü uzun olduğundan kirişlerin boyuna yönde hareketini sınırlayacak şekilde orta ayaklarda başlık kirişi üzerinde daha önce konu edilenlere dik doğrultuda yeni deprem takozları da yapılmıştır.

İncelenen köprünün orta ayak kolonlarının güçlendirilmesinde betonarme mantolama ile yapılmıştır. Dolaysıyla kolon rijitlikleri enine ve boyuna doğrultuda artmıştır. Ancak, köprünün kolon büyük boyutlarının enine doğrultuda yerleştirilmiş olması nedeniyle, mantolama sonrasında da köprü enine doğrultusundaki rijitlik boyuna doğrultudan daha fazla artmıştır. Köprü boyuna doğrultusunda iki orta ayakta (P10 ve P14) derz düzenlenmiş boyuna doğrultudaki hareket serbestliği sağlanmıştır. Güçlendirilmiş durumda ilk modları beklenildiği gibi boyuna doğrultuda titreşimleri olarak ortaya çıkmıştır. Enine doğrultuda titreşimler onuncu moddan sonra itibaren ortaya çıkmıştır.

Çalışma sonucunda güçlendirilmiş yapının doğrusal olmayan analizde bulunan sonuçlar doğrultusunda köprünün performansı değerlendirilmiştir. Deprem kuvvetine karşı güvenliğinin kontrolü yapılmıştır. Güçlendirilmiş başlık kiriş ve temel eğilme ve kesme kuvveti tahkiki yapılmıştır. Temel zemin gerilme kontrolü ve eleastomer mesnet deplasmanların tahkikleri yapılmıştır.

KAYNAKLAR

[1] **AASHTO,** 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *Adopted by the American Association of Highway and Transportation Officials.*

[2] **CALTRANS Ver.1.2,** 2001. Seismic Design Criteria Version *1.2*, *California Transportation,* California.

[3] **Aydınoğlu, M. N**., 2005. Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerinin Deprem Performanslarının Nonlineer Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi, *TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü Raporu,*İstanbul.

[4] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmenlik, *Bayındırlık Ve Iskan Bakanlığı,* Ankara.

[5] **Yayın No: 207,** 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü***,** Ankara.

[6] **Celep, Z. ve Kumbasar, N**., 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, İstanbul.

[7] **Demir, H.**, 2000. Depremden Hasar Görmüş Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi, İstanbul.

[8] **Priestly, N. ve Calvi, M.,** 1995. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York.

[9] **Priestly, N. ve Kowalsky, J**., 1995. Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls, New York.

EKLER

EK A.

Köprü teknik muayene ve hasar durum tespit forumu Tablo A1 de verilmiştir. Köprü yerinde yapılan Schmidt çekici test sonuçları Tablo A2' de verilmiştir.

Tablo A1 Köprü Teknik Muayene ve Hasar Durum Tespit Formu

MUAYENE EDİLEN KÖPRÜ ELEMANI		GENEL DURUM			ONARIM		DÜŞÜNCELER	
		İYİ	ORTA	KÖTÜ	GEREKİR	GEREKMEZ	HASAR TİPİ	NOTLAR
1	KENARAYAK TEMELLERİ	X				X		
2	KENARAYAK PERDELERİ		X		X		1, 2	
3	KENARAYAK MESNETLERİ			X	X			Ezilme-Bombelenme-Deformasyon
4	ORTAAYAK TEMELLERİ			X	X		1	
5	ORTAAYAK KOLONLARI			X	X		1, 2	
6	ORTAAYAK BAŞLIK KİRİŞLERİ			X	X		1, 2	
7	ORTAAYAK MESNETLERİ			X	X			Ezilme-Bombelenme-Deformasyon
8	ÜSTYAPI ANAKİRİŞ VEYA TAŞIYICI PLAK			X	X		1, 2, 3	Betonda Dökülme-Açıkta Donatı-Çatlak-Sehim
9	ÜSTYAPI ENLEME KİRİŞLERİ (VARSA)	-	-	-				
10	ÜSTYAPI DÖŞEMESİ VE DIŞ YAN PARAPETLER			X	X		1, 2, 3	Betonda Dökülme-Açıkta Donatı
11	ÜSTYAPI ASFALT KAPLAMA			X	X		3	Oturma ve Çatlaklar
12	ÜSTYAPI BORDÜRLERİ VE TESİSAT KAPAKLARI	X				X		
13	ÜSTYAPI ÇELİK YAYA KORKULUKLARI	X				X		
14	ÜSTYAPI GARGUYLARI			X	X			Garguylar Tıkalı.
15	ÜSTYAPI YAĞMUR SUYU TAHLİYE BORULARI	-	-	-				Yok. Doğrudan açıklıktan aşağı akıyor.
16	GENLEŞME DERZLERİ			X	X		3	
17	RİCAT VEYA KANAT DUVARLARI (KENARAYAK)		X			X		
18	DEPREM TAKOZLARI							Deprem Takozları Eksik.
19	KÖPRÜ YAKLAŞIM DOLGUSU		X			X		

(1) MUHTELİF BETON HASARI, (2) ÇİÇEKLENME + RENK DEĞİŞİMİ, (3) SU GEÇİRİYOR + ASFALT NEDENİYLE BELİRSİZ

NOT: UYGUN OLAN ŞIK "X" İLE İŞARETLENECEKTİR. KÖPRÜDE BULUNMAYAN ELEMAN "---" OLARAK İŞARETLENMİŞTİR.

Tablo A.2 Schmidt Çekici Test Sonuçları

BETON SCHMIDT ÇEKİCİ TEST SONUÇLARI

KÖPRÜ ADI/NO: METRİS – KARTALTEPE BAĞLANTI YOLU KÖPRÜSÜ

Düzeltme Katsayısı : 0.956 (Üreticinin kataloğundan alınmıştır.)

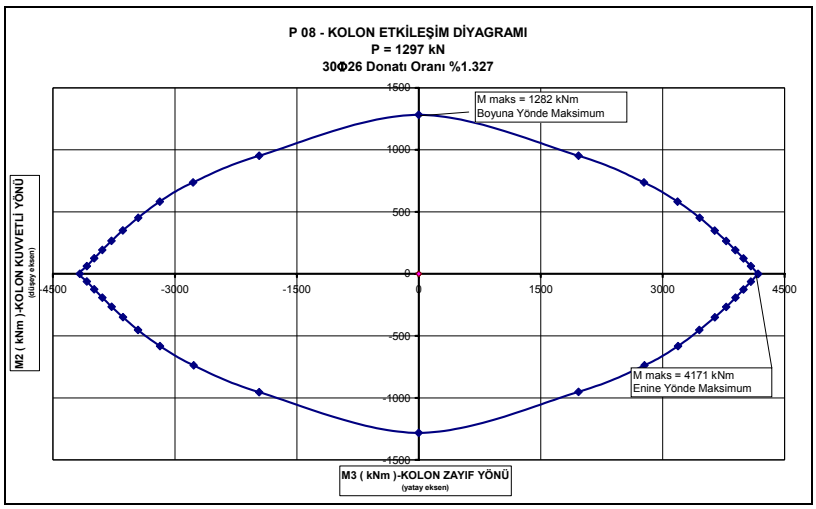
TEST NO	TESTİN YAPILDIĞI YER	ÇEKİÇ DARBE SAYISI					ORTALAMA DARBE SAYISI	DÜZELTİLMİŞ ORTALAMA DARBE SAYISI	OKUMA DOĞRULTUSU	SİLİNDİR BASINÇ DAYANIMI (MPa) Minumum	SİLİNDİR BASINÇ DAYANIMI (MPa) Maksimum	SİLİNDİR BASINÇ DAYANIMI (MPa) Ortalama
1	KARTALTEPE TARAFI KENARAYAK	42	42	44	40	40	42.6	40.7	YATAY	29.98	36.15	33.08
		44	42	44	42	46						
2	1 AKSI ORTAAYAK	28	29	31	31	27	29.9	28.6	YATAY	13.66	18.80	16.24
		27	35	31	28	32						
3	2 AKSI ORTAAYAK	27	28	28	28	29	29.3	28.0	YATAY	12.97	18.05	15.52
		30	26	34	34	29						
4	3 AKSI ORTAAYAK	36	36	32	27	36	33.9	32.4	YATAY	18.45	23.97	21.22
		33	33	37	36	33						
5	3 AKSI BAŞLIK KİRİŞİ	49	46	40	50	48	45.6	43.6	YATAY	34.32	40.66	37.50
		50	44	45	45	40						
6	4 AKSI ORTAAYAK	32	35	33	36	32	33.6	32.1	YATAY	18.08	23.57	20.83
		34	36	36	30	32						
7	5 AKSI ORTAAYAK	43	40	44	46	42	44.5	42.5	YATAY	32.71	38.99	35.86
		48	46	47	43	46						
8	6 AKSI ORTAAYAK	41	41	40	40	39	40.2	38.4	YATAY	26.65	32.66	29.66
		40	40	40	41	40						
9	7 AKSI ORTAAYAK	33	34	34	32	33	32.7	31.3	YATAY	16.98	22.39	19.69
		34	35	32	32	28						
10	8 AKSI ORTAAYAK	32	34	33	34	36	32.9	31.5	YATAY	17.22	22.65	19.94
		28	32	30	34	36						
11	9 AKSI ORTAAYAK	28	30	34	32	30	30.5	29.2	YATAY	14.36	19.56	16.96
		27	32	30	30	32						
12	10 AKSI ORTAAYAK	36	40	27	42	42	38.3	36.6	YATAY	24.09	29.97	27.04
		40	42	37	41	36						
13	11 AKSI ORTAAYAK	26	25	30	26	24	25.7	24.6	YATAY	8.99	13.68	11.33
		23	26	25	23	29						
14	12 AKSI ORTAAYAK	42	40	44	40	40	40.8	39.0	YATAY	27.47	33.53	30.51
		39	43	35	43	42						
15	13 AKSI ORTAAYAK	35	39	38	36	35	35.9	34.3	YATAY	20.97	26.66	23.82
		35	36	34	35	36						
16	14 AKSI ORTAAYAK	40	38	31	36	37	36.8	35.2	YATAY	22.12	27.89	25.01
		39	38	37	33	39						
17	15 AKSI ORTAAYAK	35	39	41	34	36	36.4	34.8	YATAY	21.61	27.34	24.48
		36	38	35	31	39						
18	15 AKSI TEMEL	31	30	29	29	29	29.7	28.4	YATAY	13.43	18.55	16.00
		32	28	31	30	28						
19	16 AKSI ORTAAYAK	31	27	31	28	30	29.7	28.4	YATAY	13.43	18.55	16.00
		30	29	31	30	30						
20	17 AKSI ORTAAYAK	28	37	32	39	36	33.9	32.4	YATAY	18.45	23.97	21.22
		36	36	34	35	26						
21	18 AKSI ORTAAYAK	31	30	32	35	27	29.7	28.4	YATAY	13.43	18.55	16.00
		27	28	29	29	29						
22	19 AKSI ORTAAYAK	33	33	37	31	30	32.9	31.5	YATAY	17.22	22.65	19.94
		31	37	32	36	29						
23	BAYRAMPAŞA TARAFI KENARAYAK	37	37	39	38	37	37.2	35.6	YATAY	22.64	28.44	25.55
		36	40	40	31	37						
									$\Sigma_{ortalama}$	19.97	25.53	22.76

Beton basınç dayanımı, test çekicinin geri sıçrama sayısı ile standart beton silinderlerin dayanımı arasındaki ilişkiye göre bulunmuştur. (Erdoğan, T.Y. "Beton" METU Press, 2003, sayfa 501-503)

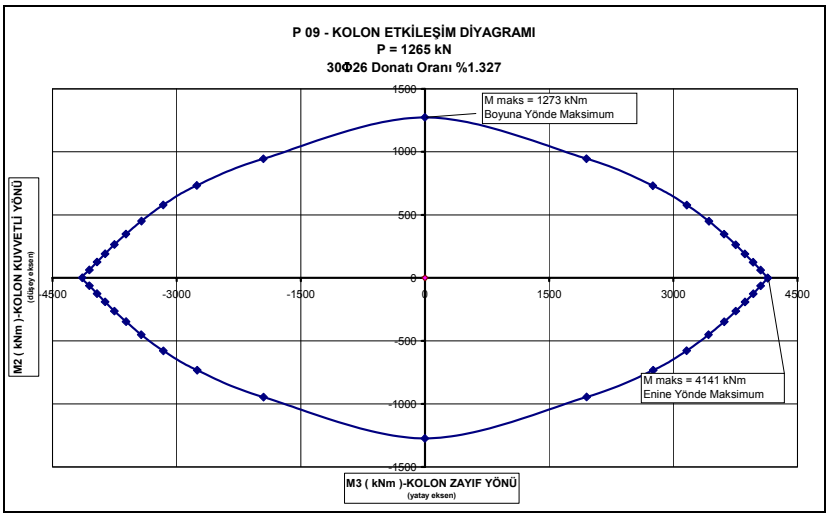
Ortalama Geri Sıçrama Sayısı, test çekicinin kullanma klavuzunda verilen hata payı oranında düzeltilerek yukarıdaki tablolara yazılmıştır. Hata payını hesaba katmak için kullanma klavuzunda verilen 0.956 sayısı ile Ortalama Geri Sıçrama Sayısı çarpılmıştır. Daha sonra Ortalama Geri Sıçrama Sayısı esas alınarak beton dayanımları elde edilmiştir.

EK B.

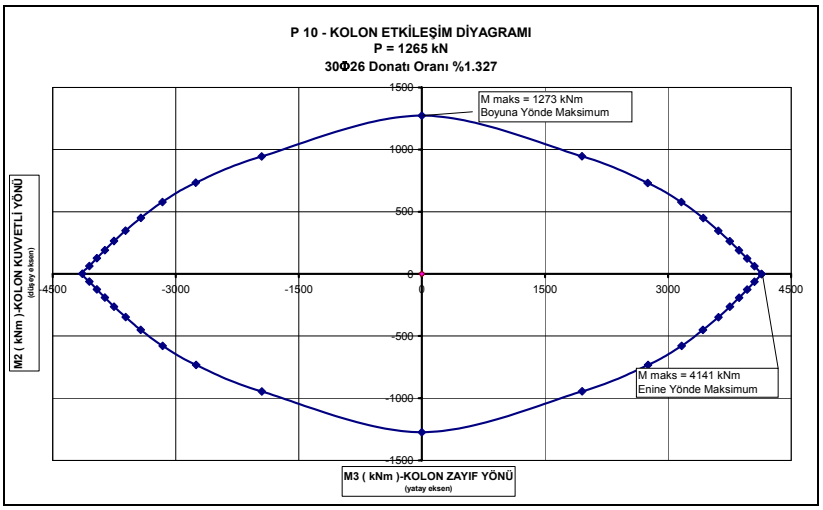
Aks boyunca oluşan normal kuvvet değeri altında moment etkileşim diyagramları çizilmiştir. Köprü boyuna ve enine doğrultuda köprü orta ayak kolon moment kapasite değerlerini elde etmek için %30 oranında artırılmıştır. Moment etkileşim diyagramları (Şekil B1- Şekil B12) verilmiştir.



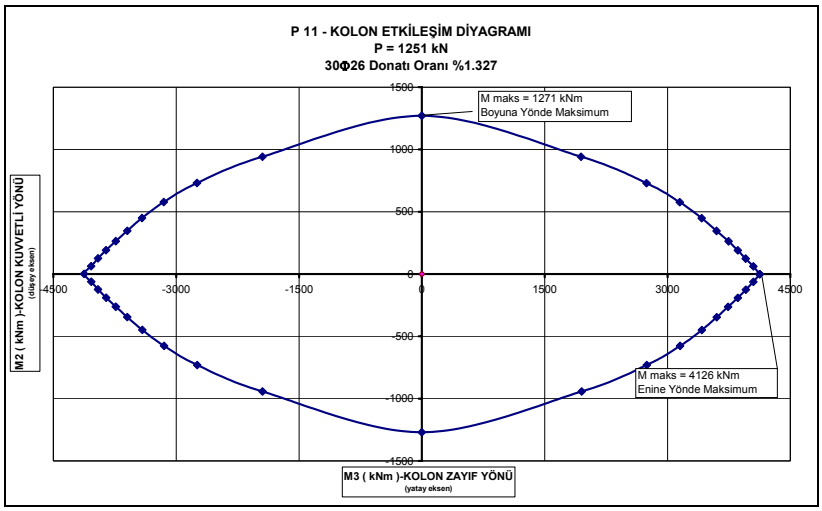
Şekil B1 P 08 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



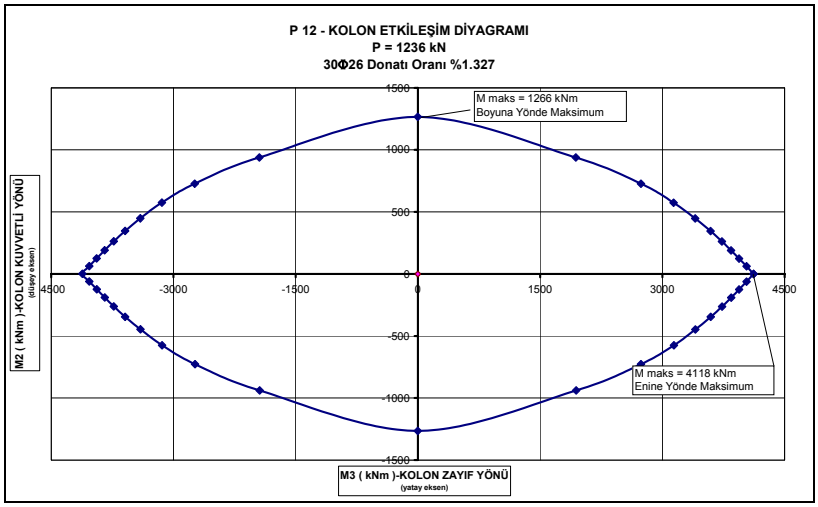
Şekil B2 P09 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



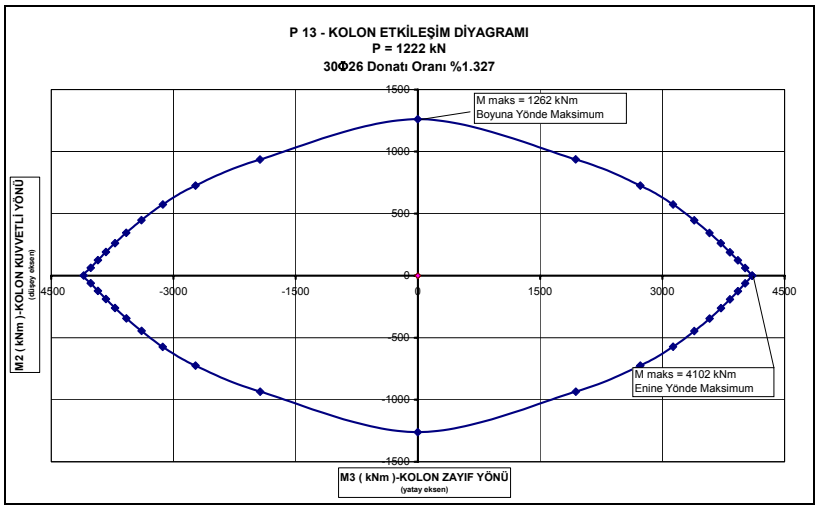
Şekil B3 P10 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



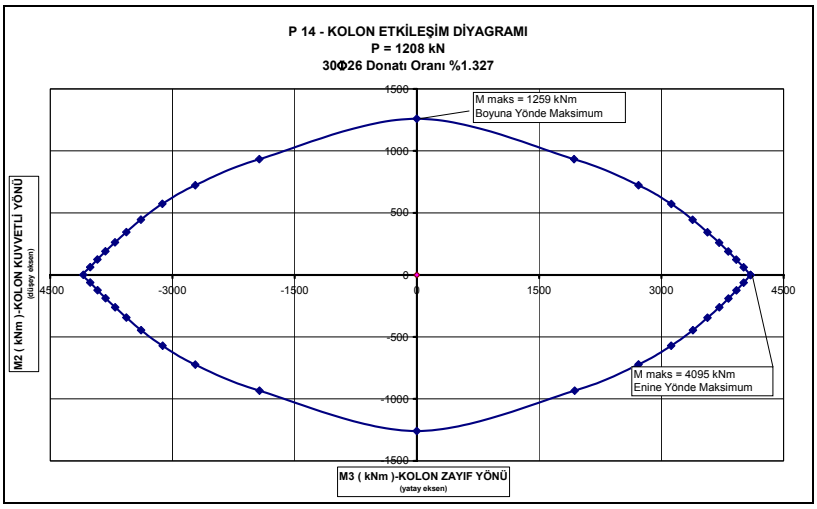
Şekil B4 P11 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



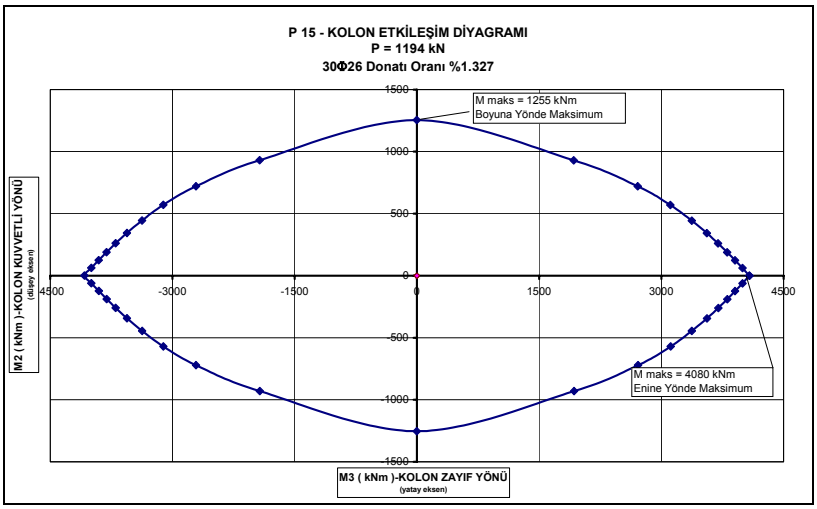
Şekil B5 P12 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



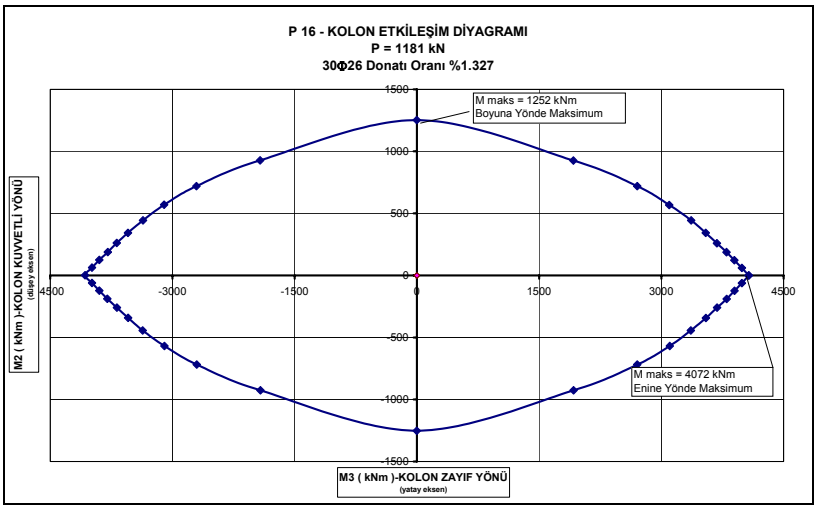
Şekil B6 P13 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



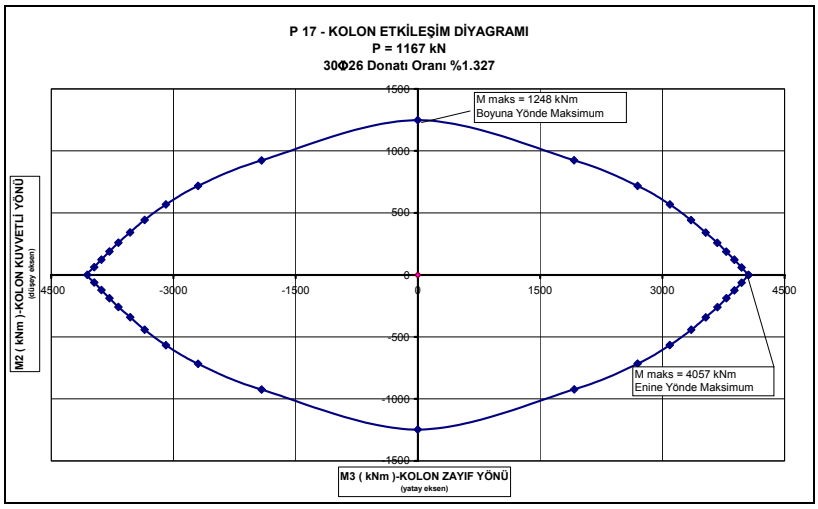
Şekil B7 P14 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



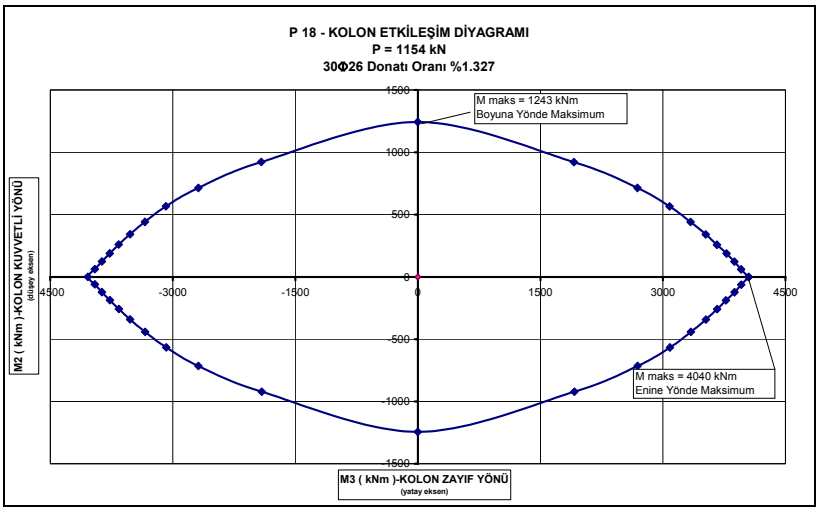
Şekil B8 P15 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



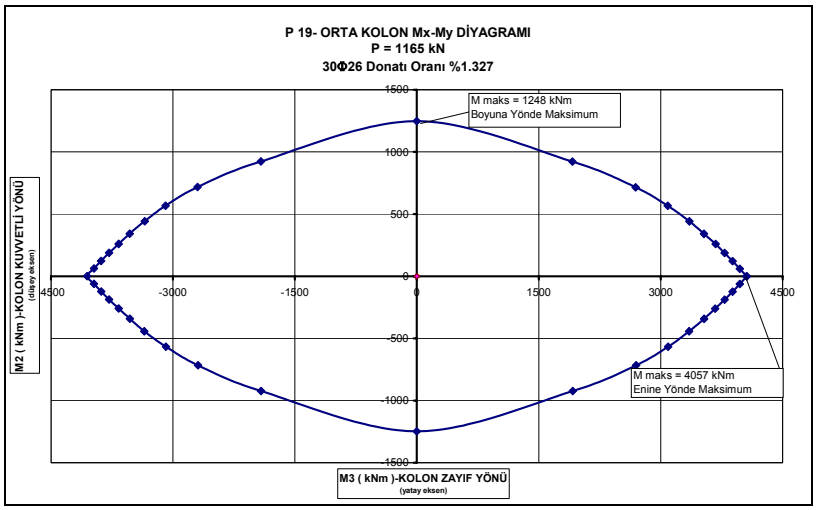
Şekil B9 P16 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



Şekil B10 P17 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



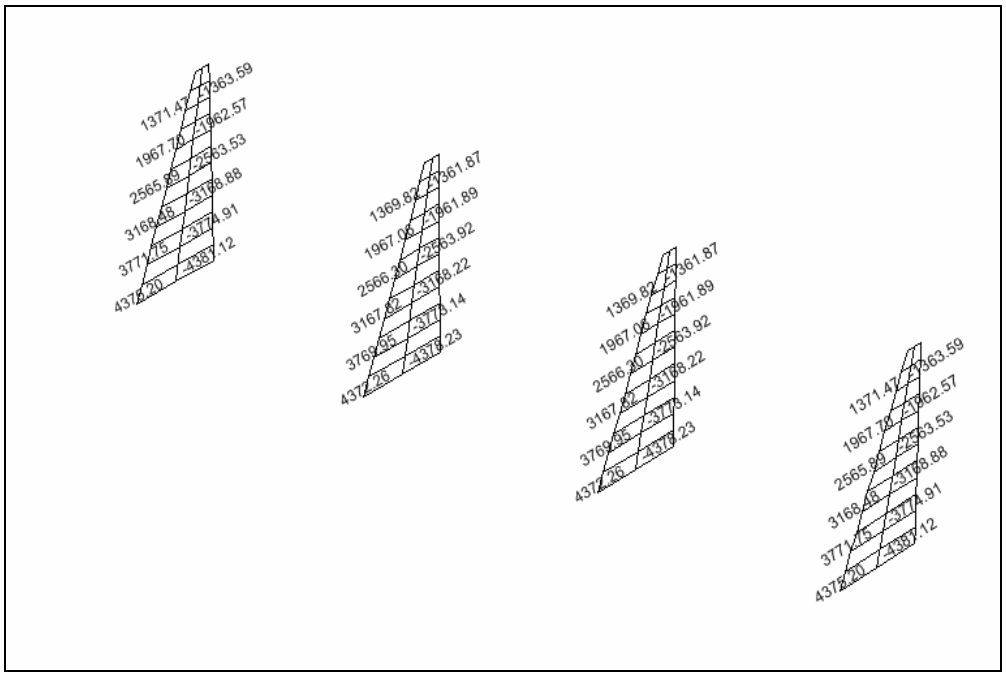
Şekil B11 P18 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı



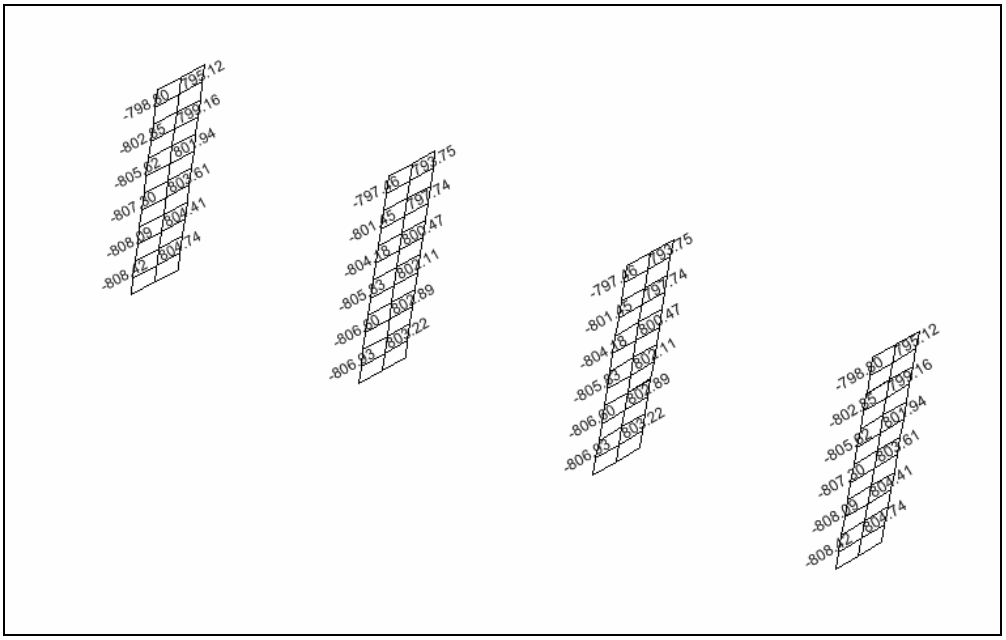
Şekil B12: P19 Aksı Normal Kuvvet Altında Moment Etkileşim Diyagramı

EK C.

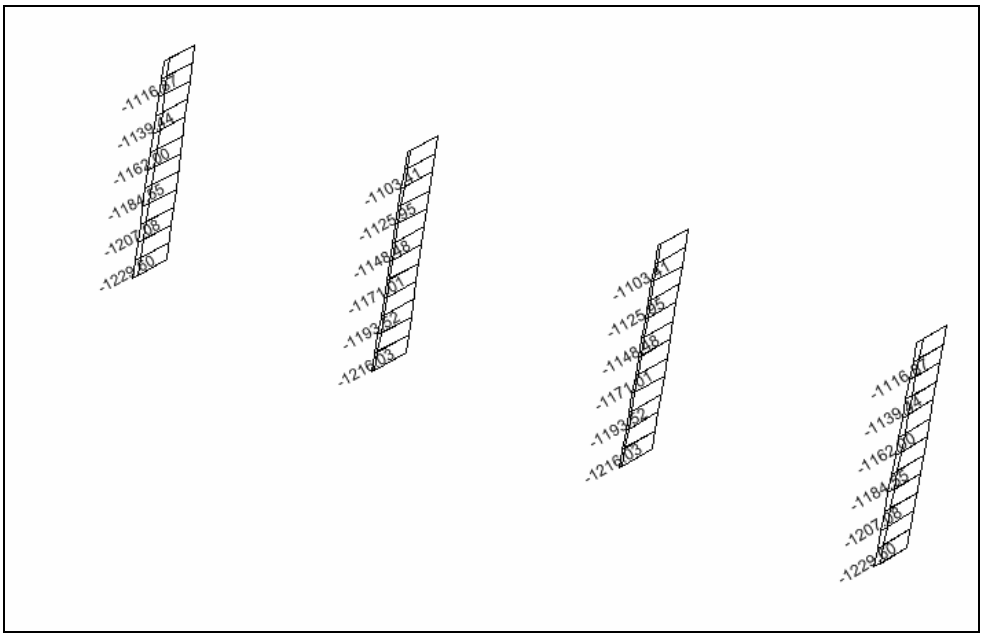
Boyuna yönünde P19 aksındaki kolonlarda en büyük moment değerleri oluşmuştur bu yüzden bütün kolonları temsilen bu akstaki kolon için hesap yapılmıştır. Enine yönünde ise P08 Aksındaki kolonlarda en büyük moment değerleri oluşmuştur. Dolaysı ile bu akstaki kolonlar için hesap yapılmıştır. SAP 2000 analizi sonucu oluşan iç kuvvetler Şekil C1 ile Şekil C6 arasında verilmiştir.



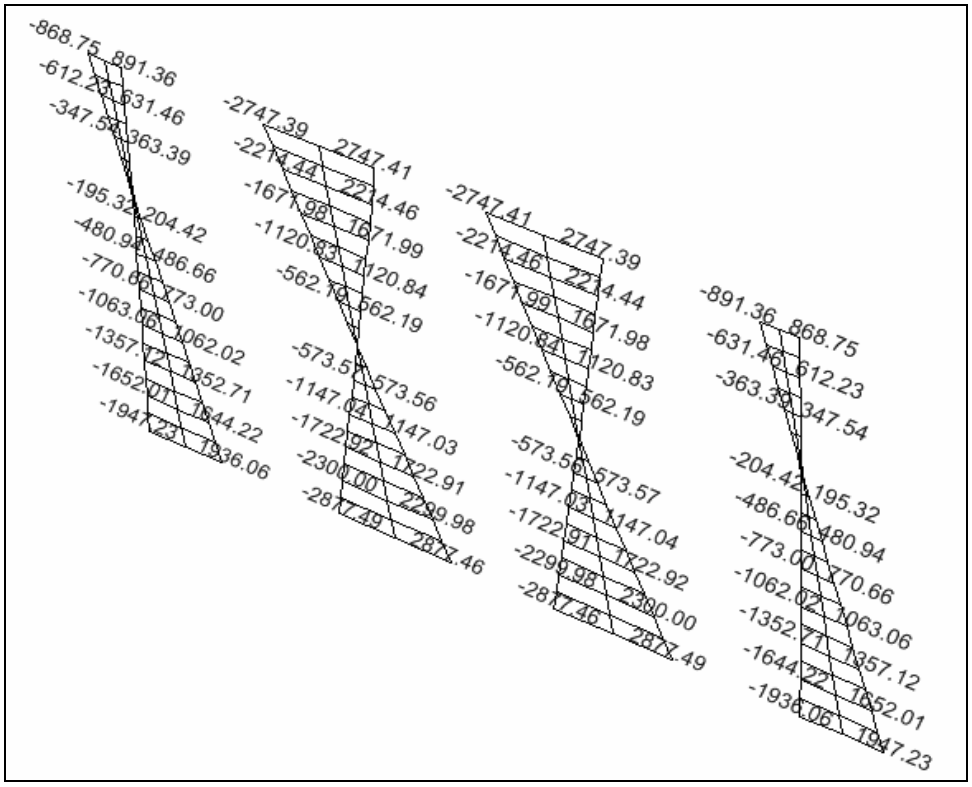
Şekil C1: P19 Aksı Köprü Boyuna Yönünde M3 Moment Değerleri (kNm)



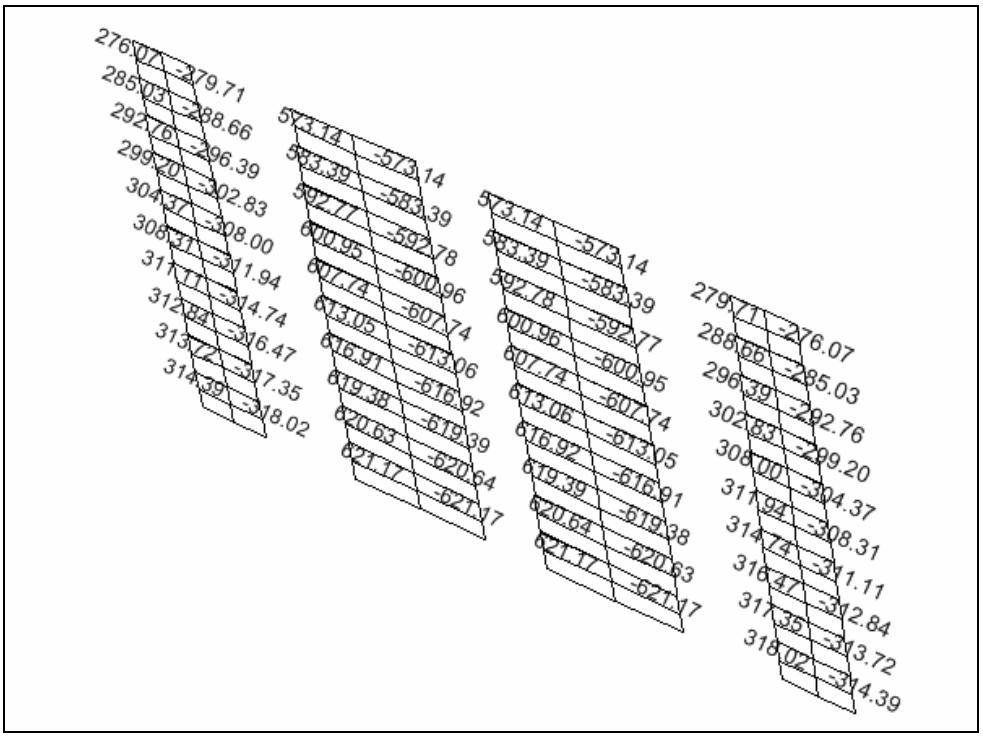
Şekil C2: P19 Aksı V2 Kesme Kuvvet Değerleri (kN)



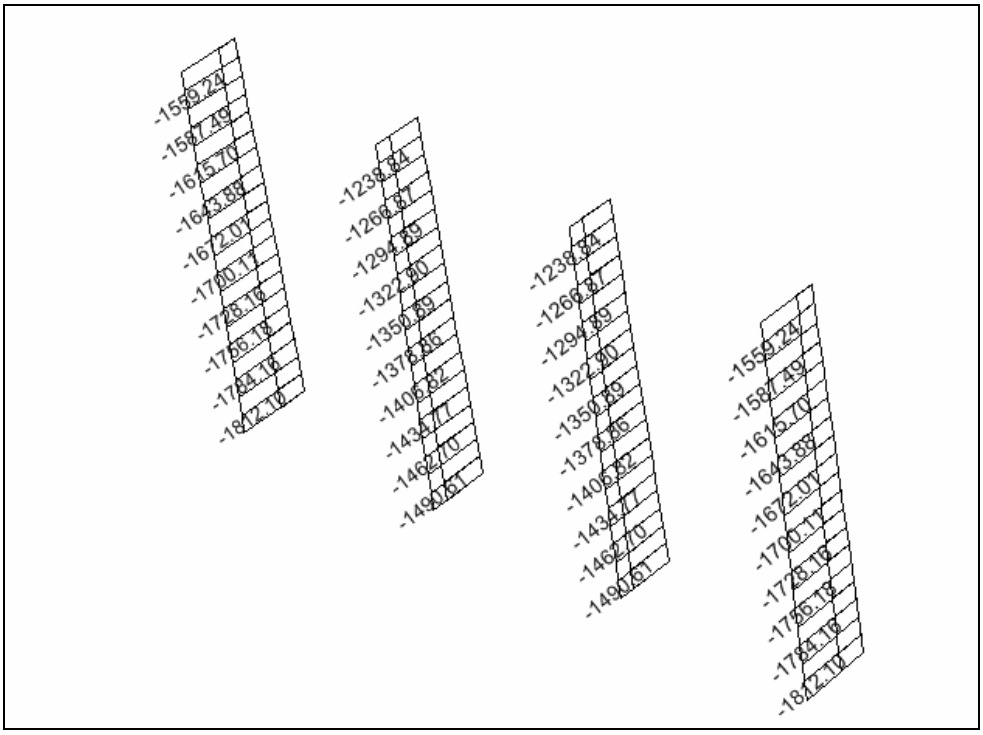
Şekil C3: P19 Aksı Eksenel Kuvvet Değerleri (kN)



Şekil C4: P08 Aksı Köprü Enine Yönünde M2 Moment Değerleri (kNm)



Şekil C5: P08 Aksı V3 Kesme Kuvvet Değerleri (kN)



Şekil C6: P08 Aksı Eksenel Kuvvet Değerleri (kN)

Tablo C1: Boyuna Yönünde Depremli Durum En Olumsuz İç Kuvvetler

Aks	M3	M2	v2	V3	N
	kNm	kNm	kN	kN	kN
P8	1355.66	588.13	147.05	96.70	1444.06
P9	1430.71	476.11	157.74	80.28	1378.00
P10	1430.53	374.68	158.09	63.72	1350.28
P11	1571.55	335.50	179.89	59.94	1326.64
P12	1735.62	312.43	206.12	58.62	1305.44
P13	1929.04	285.53	239.55	56.37	1282.46
P14	2159.26	253.73	281.78	52.84	1258.99
P15	2436.64	225.91	336.34	49.97	1237.25
P16	2774.65	205.84	407.56	48.58	1215.92
P17	3192.87	195.60	502.28	49.33	1197.87
P18	3720.35	210.30	631.50	56.65	1191.89
P19	4375.20	288.71	808.42	82.67	1229.60

Tablo C2: Enine Yönünde Depremli Durum En Olumsuz İç Kuvvetler

Ask	M2	M3	V3	V2	N
	kNm	kNm	kN	kN	kN
P8	1947.23	425.15	318.02	48.76	1812.10
P9	1574.17	455.82	263.28	53.86	1683.37
P10	1236.05	458.31	208.05	54.69	1586.64
P11	1105.33	501.21	195.15	61.57	1538.41
P12	1028.41	549.12	190.41	69.45	1505.40
P13	938.74	605.72	182.55	79.50	1469.33
P14	832.77	673.57	170.34	92.25	1428.06
P15	740.10	755.25	160.30	108.61	1389.54
P16	673.37	854.53	155.14	129.76	1357.68
P17	639.51	977.78	157.02	157.88	1336.08
P18	688.86	1134.67	180.69	196.72	1342.63
P19	950.47	1331.47	266.38	250.61	1444.82

EK D.

XTRACT programında zati yük altında analiz yapılmıştır ve moment-eğrilik diyagramı çizilmiştir. Analiz sonucu her kolon için enine ve boyuna yönde $EI_{efektif}$ değerleri elde edilmiştir. Buradan çatlamış kesit katsayıları hesaplanmıştır özet olarak çatlamış kesit katsayı hesabı Tablo D1' de verilmiştir.

Plastik mafsal boyu hesaplanmıştır ve hesap özetleri Tablo D2'de verilmiştir. SAP2000 programında mafsal tanımlanmasında kullanılan moment ve eğrilik değerler Tablo D3' de verilmiştir.

Tablo D1: Çatlamış Kesit Katsayı

AKSLAR		$EI_{efektif}$	Kolon EI_x	Kolon EI_y	$EI_{efektif}/EI_x$	$EI_{efektif}/EI_y$
		kNm^2	kNm^2	kNm^2	-	-
P8	OX	3.77E+06	11200000	1008000	0.34	
	OY	3.11E+05	11200000	1008000		0.31
	KX	3.76E+06	11200000	1008000	0.34	
	KY	3.10E+05	11200000	1008000		0.31
P9	OX	3.75E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.10E+05	11200000	1008000		0.31
	KY	3.74E+06	11200000	1008000	0.33	
	KX	3.09E+05	11200000	1008000		0.31
P10	OX	3.75E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.10E+05	11200000	1008000		0.31
	KY	3.74E+06	11200000	1008000	0.33	
	KX	3.09E+05	11200000	1008000		0.31
P11	OX	3.75E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.09E+05	11200000	1008000		0.31
	KY	3.74E+06	11200000	1008000	0.33	
	KX	3.08E+05	11200000	1008000		0.31
P12	OX	3.74E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.09E+05	11200000	1008000		0.31
	KY	3.73E+06	11200000	1008000	0.33	
	KX	3.08E+05	11200000	1008000		0.31
P13	OX	3.73E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.03E+05	11200000	1008000		0.30
	KY	3.72E+06	11200000	1008000	0.33	
	KX	3.07E+05	11200000	1008000		0.30
P14	OX	3.73E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.08E+05	11200000	1008000		0.31
	KY	3.71E+06	11200000	1008000	0.33	
	KX	3.06E+05	11200000	1008000		0.30
P15	OX	3.72E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.07E+05	11200000	1008000		0.30
	KY	3.70E+06	11200000	1008000	0.33	
	KX	3.06E+05	11200000	1008000		0.30
P16	OX	3.71E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.07E+05	11200000	1008000		0.30
	KX	3.70E+05	11200000	1008000	0.03	
	KY	3.06E+05	11200000	1008000		0.30
P17	OX	3.70E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.06E+05	11200000	1008000		0.30
	KX	3.69E+06	11200000	1008000	0.33	
	KY	3.05E+05	11200000	1008000		0.30
P18	OX	3.70E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.05E+05	11200000	1008000		0.30
	KX	3.68E+06	11200000	1008000	0.33	
	KY	3.04E+05	11200000	1008000		0.30
P19	OX	3.70E+06	11200000	1008000	0.33	
	OY	3.06E+05	11200000	1008000		0.30
	KX	3.63E+06	11200000	1008000	0.32	
	KY	3.04E+05	11200000	1008000		0.30

Tablo D2: Plastik Mafsal Boyu Hesabı

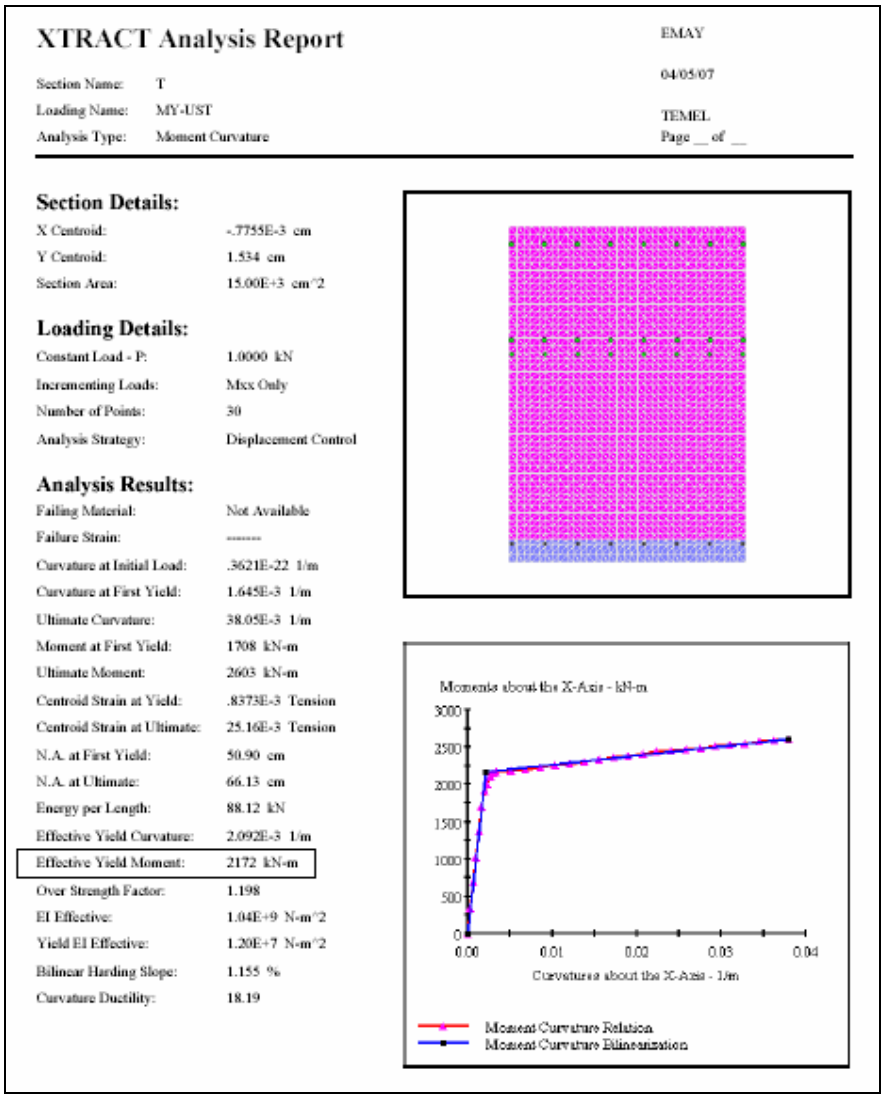
Aks	L	F_{ye}	D_{bl}	$0.044F_{ye}d_{bl}$	L_p
	(mm)	(MPa)	(mm)	mm	(mm)
P8	9260	220	26	251.7	866.6
P9	9010	220	26	251.7	846.6
P10	9000	220	26	251.7	845.8
P11	8500	220	26	251.7	805.8
P12	8000	220	26	251.7	765.8
P13	7500	220	26	251.7	725.8
P14	7000	220	26	251.7	685.8
P15	6500	220	26	251.7	645.8
P16	6000	220	26	251.7	605.8
P17	5500	220	26	251.7	565.8
P18	5000	220	26	251.7	525.8
P19	4500	220	26	251.7	485.8

Tablo D3: SAP 2000 Programında Mafsal Tanımlanmasında

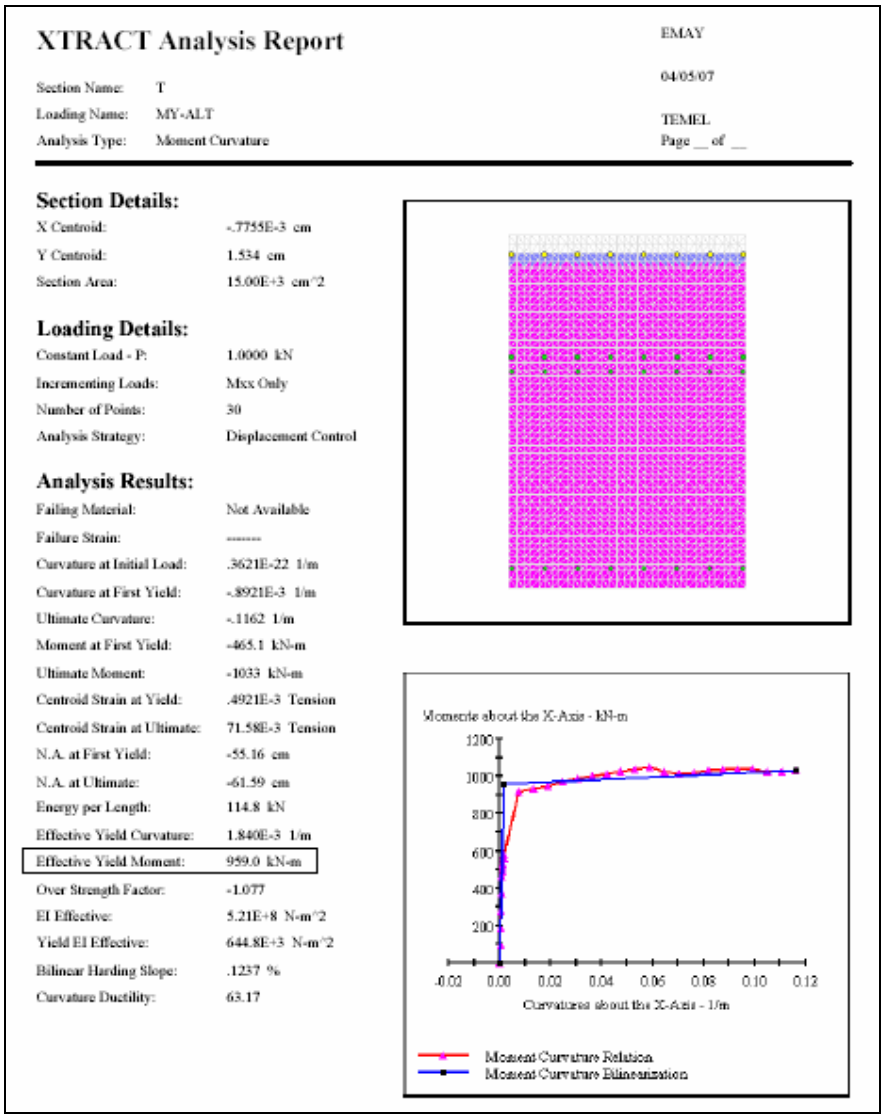
Kolon	Effective Yield Curvature	Effective Yield Moment	Ultimate Yield Curvature	Ultimate Yield Moment	Lp	B		C		D		E	
	1/m	kN.m	1/m	kN.m	m	Moment	K	Moment	K	Moment	K	Moment	K
P8OX	1.08E-03	4100	7.01E-03	4235	0.87	4100	0	4235	0.005	42350	1.456	84700	3.068
P8OY	2.73E-03	1160	2.52E-02	1208	0.87	1160	0	1208	0.019	12080	4.430	24160	9.331
P8KX	8.90E-04	4050	7.03E-03	4219	0.87	4050	0	4219	0.005	42190	1.201	84380	2.529
P8KY	3.23E-03	1177	2.80E-02	1204	0.87	1177	0	1204	0.021	12040	8.637	24080	18.209
P9OX	8.50E-04	4140	7.05E-03	4209	0.85	4140	0	4209	0.005	42090	2.887	84180	6.089
P9OY	3.79E-03	1169	2.80E-02	1201	0.85	1169	0	1201	0.020	12010	6.944	24020	14.637
P9KX	9.70E-04	4084	7.07E-03	4197	0.85	4084	0	4197	0.005	41970	1.732	83940	3.650
P9KY	3.29E-03	1153	2.80E-02	1196	0.85	1153	0	1196	0.021	11960	5.258	23920	11.077
P10OX	8.90E-04	4070	7.04E-03	4212	0.85	4070	0	4212	0.005	42120	1.395	84240	2.940
P10OY	3.34E-03	1156	2.80E-02	1201	0.85	1156	0	1201	0.021	12010	5.036	24020	10.608
P10KX	9.30E-04	4044	7.07E-03	4197	0.85	4044	0	4197	0.005	41970	1.289	83940	2.715
P10KY	3.49E-03	1153	2.80E-02	1196	0.85	1153	0	1196	0.021	11960	5.215	23920	10.987
P11OX	9.50E-04	4066	7.66E-03	4200	0.81	4066	0	4200	0.005	42000	1.531	84000	3.226
P11OY	3.30E-03	1177	2.80E-02	1198	0.81	1177	0	1198	0.020	11980	10.239	23960	21.594
P11KX	8.90E-04	4000	7.11E-03	4186	0.81	4000	0	4186	0.005	41860	1.020	83720	2.148
P11KY	3.11E-03	1171	2.81E-02	1193	0.81	1171	0	1193	0.020	11930	9.848	23860	20.769
P12OX	7.70E-04	4020	7.09E-03	4187	0.77	4020	0	4187	0.005	41870	1.097	83740	2.310
P12OY	3.23E-03	1162	2.81E-02	1194	0.77	1162	0	1194	0.019	11940	6.415	23880	13.522
P12KX	1.05E-03	4062	7.14E-03	4175	0.77	4062	0	4175	0.005	41750	1.556	83500	3.279
P12KY	3.00E-03	1149	2.81E-02	1189	0.77	1149	0	1189	0.019	11890	5.162	23780	10.876
P13OX	7.80E-04	4000	7.11E-03	4183	0.73	4000	0	4183	0.005	41830	0.950	83660	2.000
P13OY	3.21E-03	1151	2.81E-02	1192	0.73	1151	0	1192	0.018	11920	4.745	23840	9.998
P13KX	8.80E-04	4030	7.18E-03	4161	0.73	4030	0	4161	0.005	41610	1.312	83220	2.764
P13KY	3.10E-03	1180	2.81E-02	1193	0.73	1180	0	1193	0.018	11930	15.005	23860	31.658
P14OX	9.10E-04	4029	7.16E-03	4167	0.69	4029	0	4167	0.004	41670	1.169	83340	2.464
P14OY	3.16E-03	1176	2.81E-02	1188	0.69	1176	0	1188	0.017	11880	15.258	23760	32.191
P14KX	7.90E-04	4079	7.81E-03	4148	0.69	4079	0	4148	0.005	41480	2.610	82960	5.504
P14KY	3.06E-03	1156	2.82E-02	1182	0.69	1156	0	1182	0.017	11820	7.072	23640	14.910
P15OX	8.70E-04	4014	7.79E-03	4156	0.65	4014	0	4156	0.004	41560	1.182	83120	2.490
P15OY	3.42E-03	1150	2.81E-02	1185	0.65	1150	0	1185	0.016	11850	4.873	23700	10.269
P15KX	9.70E-04	3982	7.24E-02	4135	0.65	3982	0	4135	0.046	41350	11.267	82700	23.735
P15KY	2.84E-03	1145	2.82E-02	1178	0.65	1145	0	1178	0.016	11780	5.278	23560	11.125
P16OX	1.07E-03	4030	7.81E-03	4147	0.61	4030	0	4147	0.004	41470	1.307	82940	2.754
P16OY	2.84E-03	1156	3.09E-02	1180	0.61	1156	0	1180	0.017	11800	7.539	23600	15.898
P16KX	8.80E-04	4000	7.88E-03	4124	0.61	4000	0	4124	0.004	41240	1.274	82480	2.684
P16KY	3.70E-03	1133	2.82E-02	1174	0.61	1133	0	1174	0.015	11740	3.840	23480	8.090
P17OX	9.30E-04	3940	7.23E-03	4138	0.57	3940	0	4138	0.004	41380	0.674	82760	1.419
P17OY	3.34E-03	1156	2.82E-02	1178	0.57	1156	0	1178	0.014	11780	6.793	23560	14.325
P17KX	8.50E-04	3960	7.30E-03	4111	0.57	3960	0	4111	0.004	41110	0.898	82220	1.892
P17KY	3.47E-03	1134	3.10E-02	1170	0.57	1134	0	1170	0.016	11700	4.572	23400	9.635
P18OX	8.20E-04	3930	7.88E-03	4127	0.53	3930	0	4127	0.004	41270	0.704	82540	1.481
P18OY	3.14E-03	1132	2.82E-02	1176	0.53	1132	0	1176	0.013	11760	3.183	23520	6.705
P18KX	9.10E-04	3940	6.71E-03	4100	0.53	3940	0	4100	0.003	41000	0.706	82000	1.488
P18KY	3.73E-03	1120	2.55E-02	1167	0.53	1120	0	1167	0.011	11670	2.570	23340	5.412
P19OX	9.00E-04	3950	6.62E-03	4135	0.49	3950	0	4135	0.003	41350	0.562	82700	1.183
P19OY	3.33E-03	1135	2.82E-02	1178	0.49	1135	0	1178	0.012	11780	2.991	23560	6.301
P19KX	1.00E-03	3910	6.70E-03	4105	0.49	3910	0	4105	0.003	41050	0.527	82100	1.110
P19KY	3.13E-03	1146	2.83E-02	1169	0.49	1146	0	1169	0.012	11690	5.606	23380	11.821

EK E.

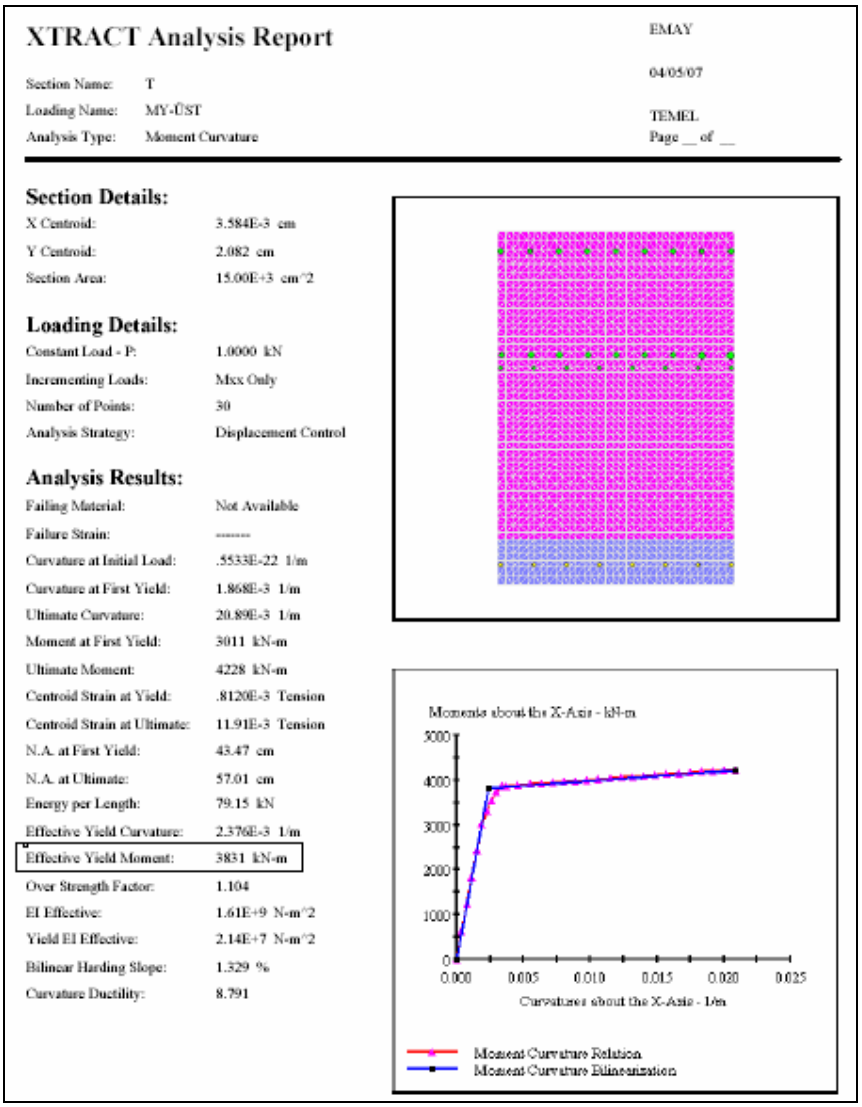
Temelleri moment eğrilik diyagramlarını çizebilmek için XTRACT programından yararlanılmıştır. Program Amerika'da bulunan, köprü konusunda ve performansa dayalı analiz konusunda ileri bilgiye sahip Imbsen Firması tarafından geliştirilmiştir. Aşağıda XTRACT çıktısı olarak verilen temel akma moment değerleri verilmiştir.



Şekil E1: Köprü Boyuna Yönünde Temel Üst Donatısı İçin Güçlendirilmiş Temelde Moment-Eğrilik Diyagramı



Şekil E2: Köprü Boyuna Yönünde Temel Alt Donatısı İçin Güçlendirilmiş Temelde Moment-Eğrilik Diyagramı



XTRACT Analysis Report

EMAY

04/05/07

Section Name: T
Loading Name: MY-ÜST
Analysis Type: Moment Curvature

TEMEL
Page __ of __

Section Details:

X Centroid:	3.584E-3 cm
Y Centroid:	2.082 cm
Section Area:	15.00E+3 cm^2

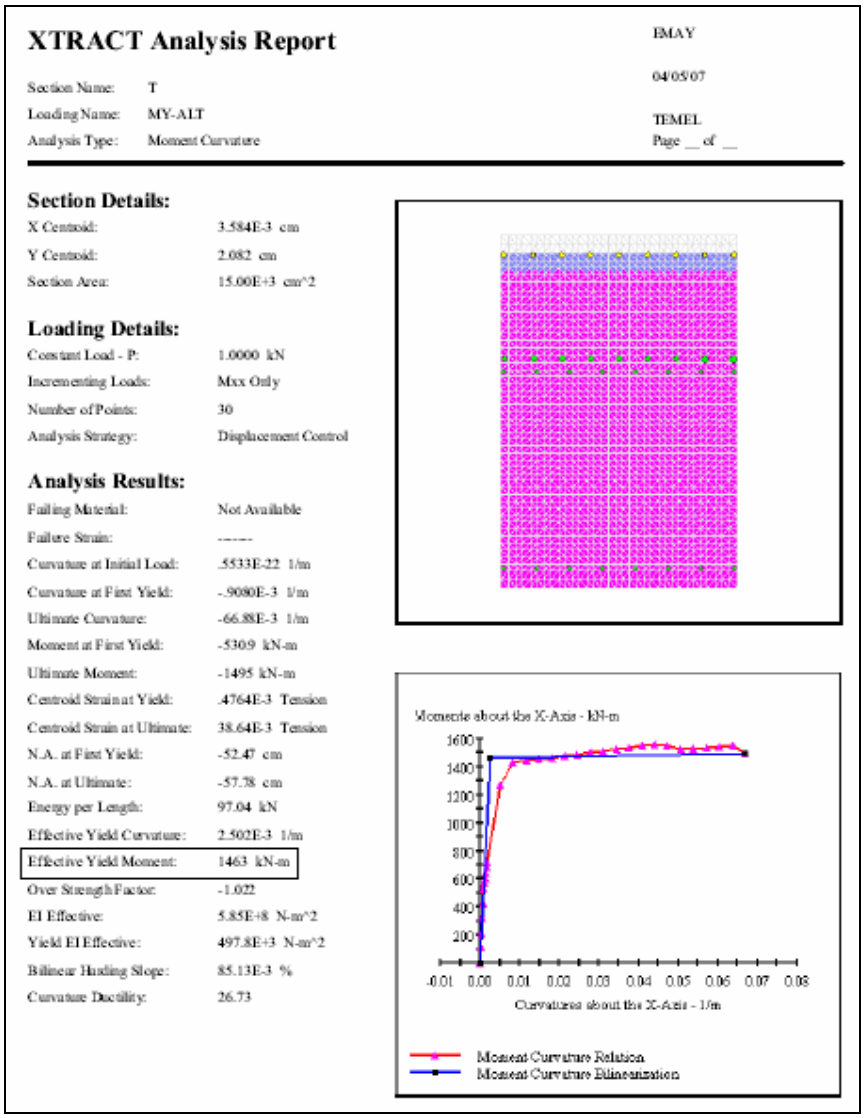
Loading Details:

Constant Load - P:	1.0000 kN
Incrementing Loads:	Mxx Only
Number of Points:	30
Analysis Strategy:	Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material:	Not Available
Failure Strain:	--------
Curvature at Initial Load:	.5533E-22 1/m
Curvature at First Yield:	1.868E-3 1/m
Ultimate Curvature:	20.89E-3 1/m
Moment at First Yield:	3011 kN-m
Ultimate Moment:	4228 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.8120E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	11.91E-3 Tension
N.A. at First Yield:	43.47 cm
N.A. at Ultimate:	57.01 cm
Energy per Length:	79.15 kN
Effective Yield Curvature:	2.376E-3 1/m
Effective Yield Moment:	3831 kN-m
Over Strength Factor:	1.104
EI Effective:	1.61E+9 N-m^2
Yield EI Effective:	2.14E+7 N-m^2
Bilinear Harding Slope:	1.329 %
Curvature Ductility:	8.791

Şekil E3: Köprü Enine Yönünde Temel Üst Donatısı İçin Güçlendirilmiş Temelde Moment-Eğrilik Diyagramı



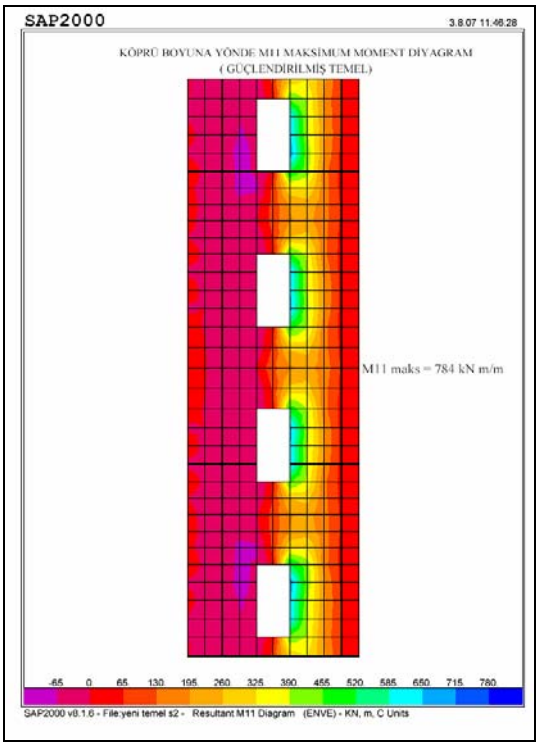
Şekil E4: Köprü Enine Yönünde Temel Alt Donatısı İçin Güçlendirilmiş Temelde Moment-Eğrilik Diyagramı

EK F.

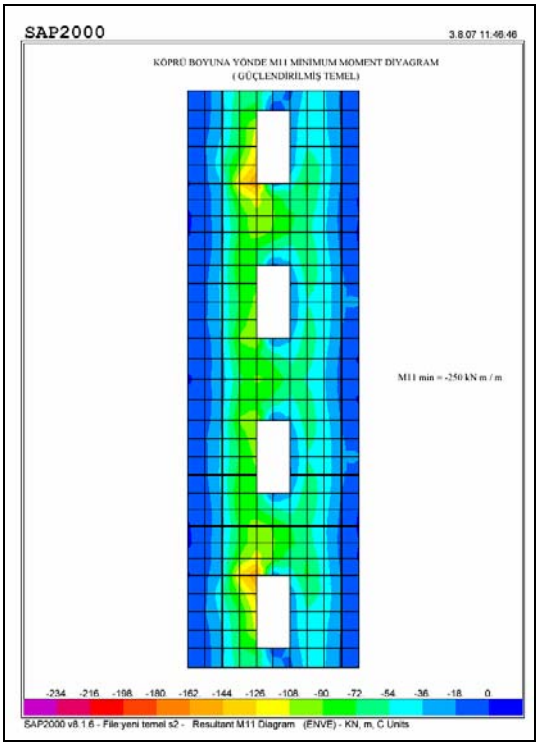
Güçlendirilmiş temel iç kuvvet değerleri SAP2000 sonlu eleman modelinden okunmuştur ve Şekil 1-Şekil 5' te verilmiştir.

Şekil F6 $V13_{max}$ = 342.53 kN (1 m için) yeni ve eski kesit yüzeyin birleştiği yerden SAP 2000 programından okunmuştur.

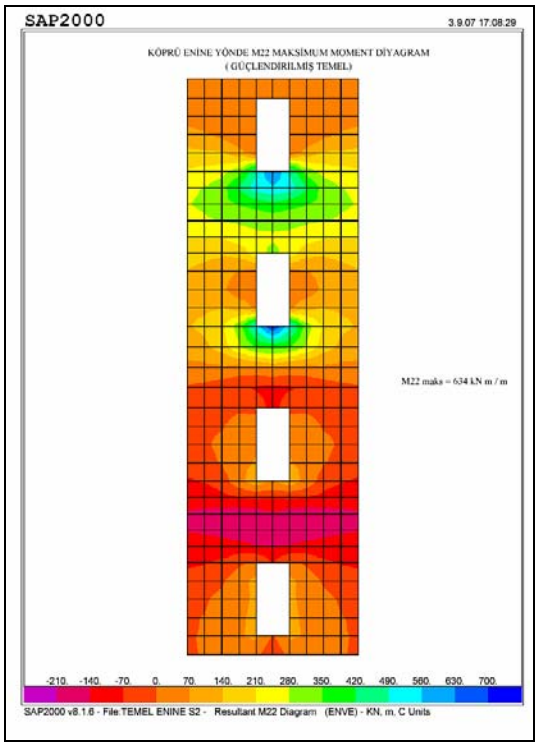
Güçlendirilmiş temel zemin emniyet gerilme tahkiki Şekil E7- Şekil E9' da verilmiştir.



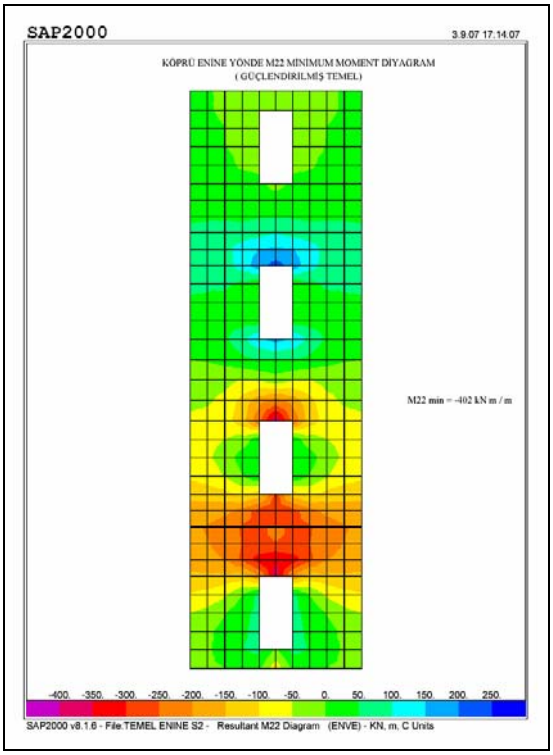
Şekil F1: S2 Depremde Boyuna Yönünde Oluşan Maksimum Moment Diyagramı



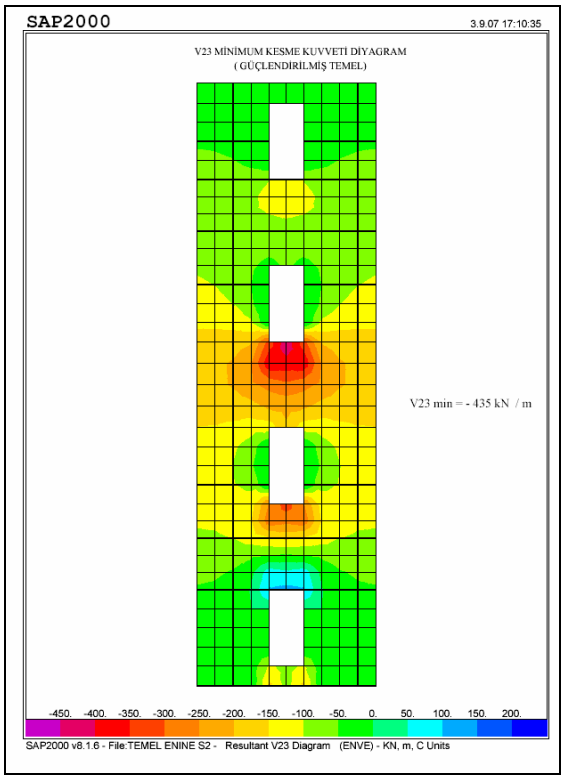
Şekil F2: S2 Depremde Boyuna Yönünde Oluşan Minimum Moment Diyagramı



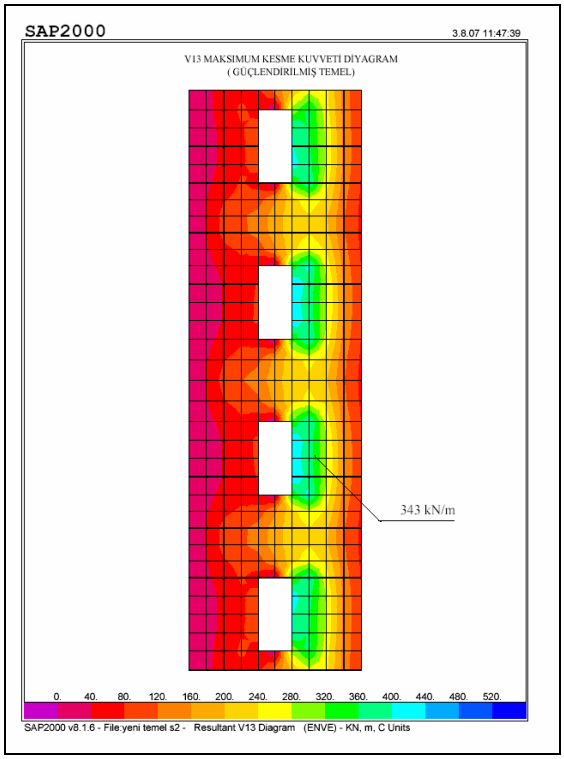
Şekil F3: S2 Depremde Enine Yönünde Oluşan Maksimum Moment Diyagramı



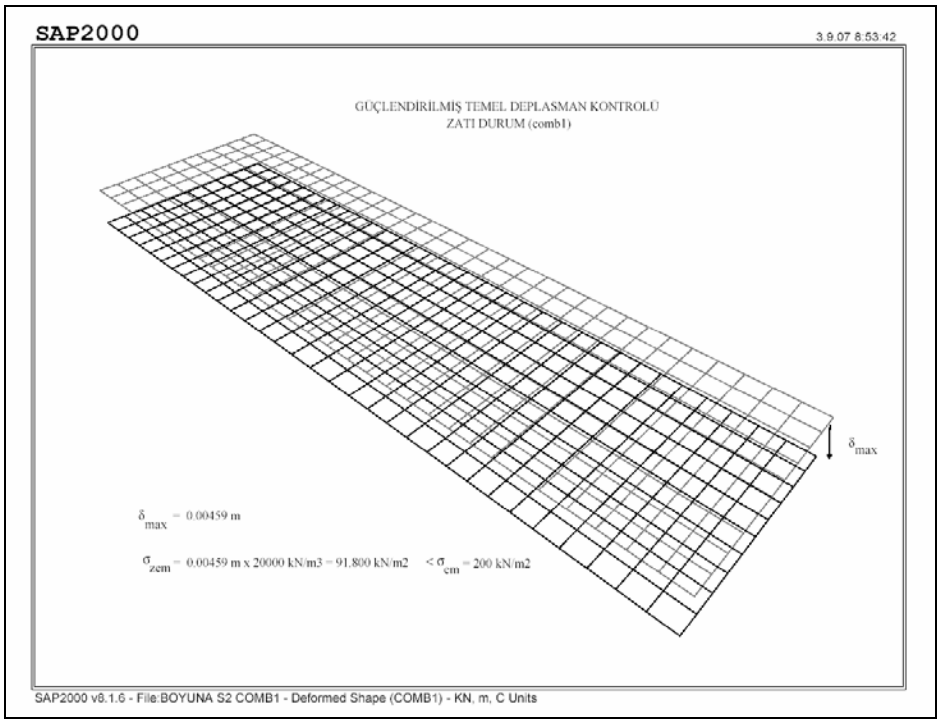
Şekil F4: S2 Depremde Enine Yönünde Oluşan Minimum Moment Diyagramı



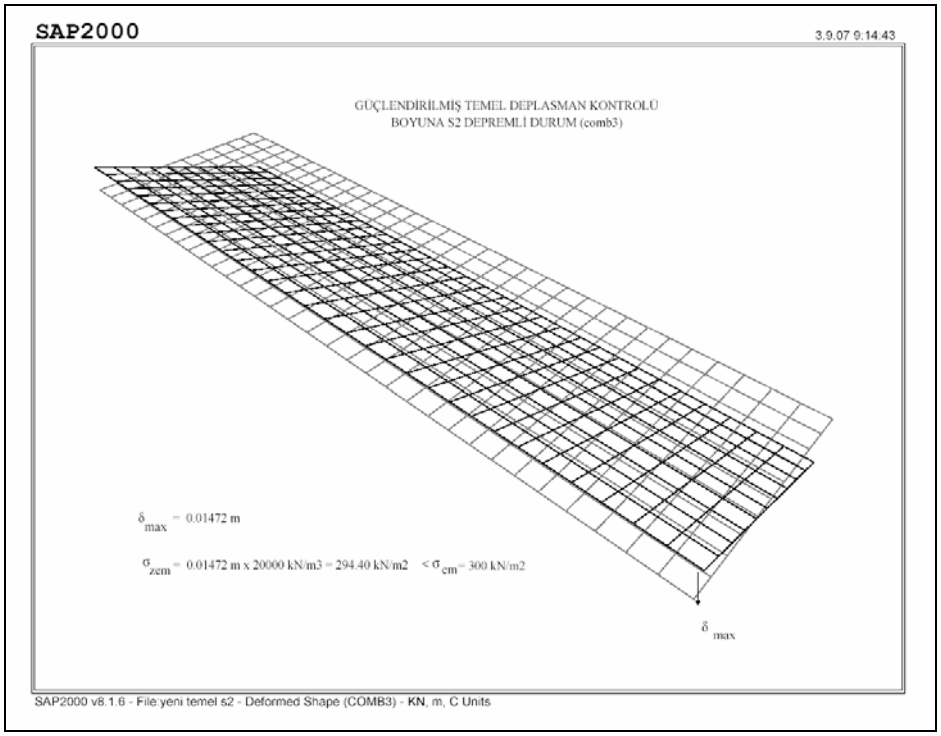
Şekil F5: S2 Depremde En Büyük Kesme Kuvveti Diyagramı



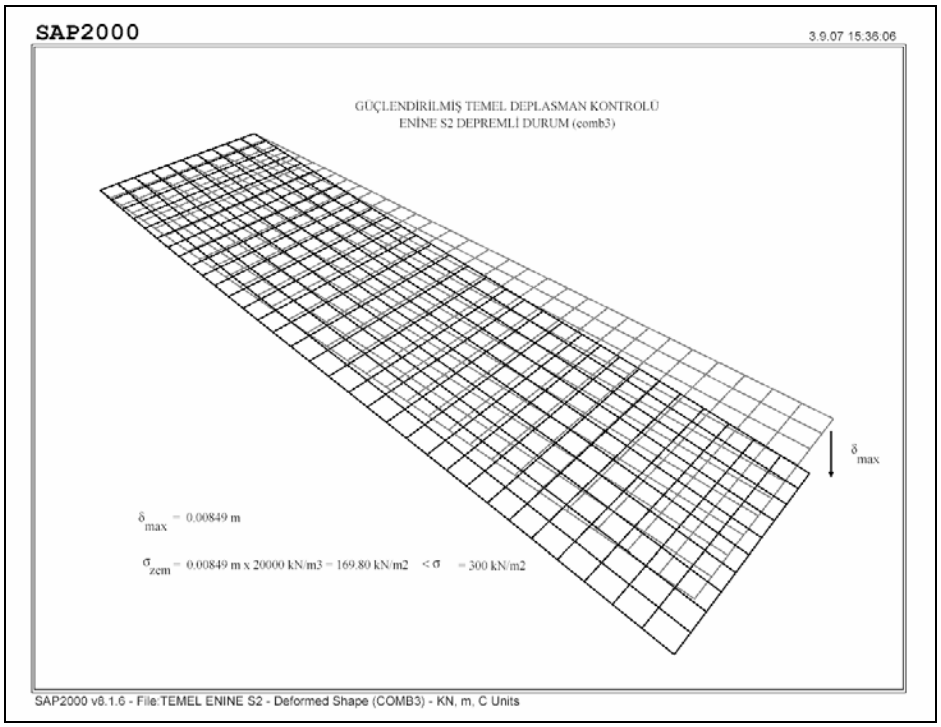
Şekil F6: Mevcut Temel ve Ek Temel Birleşimindeki Maksimum Kesme Kuvveti Diyagramı



Şekil F7: Güçlendirilmiş Temel Zatı Durumda Zemin Emniyet Gerilme Tahkiki



Şekil F8: Güçlendirilmiş Temel Boyuna Yönünde S2 Depremli Durumda Zemin Emniyet Gerilme Tahkiki



Şekil F9: Güçlendirilmiş Temel Enine Yönünde S2 Depremli Durumda Zemin Emniyet Gerilme Tahkiki

ÖZGEÇMİŞ

Batbayar GANBAT, 1980 yılında Moğolistan'da doğmuştur. Liseyi Moğol-Türk Fen Lisesi'nde tamamlamıştır. 1999 yılında, Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazanmıştır. 2004 yılında İnşaat Mühendisliği bölümünü tamamladıktan sonra, aynı yıl, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı'nda yüksek lisans öğrenimine başlamıştır. 2005 yılından itibaren Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik Firmasında Köprü Viyadük Grubunda statik mühendis olarak çalışmaktadır.