

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİR KARAYOLU KÖPRÜSÜNÜN DEPREM
PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL
OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Adil AGUS**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİR KARAYOLU KÖPRÜSÜNÜN DEPREM
PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL
OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Adil AGUS
(501071004)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07 Mayıs 2010

Tezin Savunulduğu Tarih : 09 Haziran 2010

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Metin AYDOĞAN (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ (İTÜ)
Yrd. Doç. Dr. Z. Canan GİRGIN (YTÜ)**

HAZİRAN 2010

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum bu çalışmamda Kağıthane Sadabad II Viyadüğü'nün doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle deprem performansı incelenmiştir.

Çalışmamda büyük yardımları bulunan, bilgisini benimle paylaşan bütün çalışma arkadaşlarıma; Abdulkadir GÜLEÇ, Kaşif Hakan ŞAHİN'e, özellikle de Tez Çalışması için bana fikir veren ve yol gösteren Tez Hocam Sayın Prof. Dr. Metin AYDOĞAN' a teşekkürü bir borç bilirim. Ayrıca bugünlere gelmemde desteklerini her zaman hissettiğim aileme ve sevgili dostlarıma şükranlarımı sunarım.

Mayıs 2010

Adil AGUS

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iii
KISALTMALAR.....	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xi
SEMBOL LİSTESİ	xv
ÖZET.....	xix
SUMMARY.....	xxi
1. GİRİŞ.....	1
2. İNCELENEN KÖPRÜNÜN TANITILMASI.....	3
2.1 Mimari ve Geometri.....	3
2.1.1 Üstyapının tanıtılması.....	3
2.1.2 Kiriş açıklamaları.....	5
2.1.3 Başlık kirişi, ayak ve temel açıklamaları.....	5
2.2 Malzeme	6
2.2.1 Beton sınıfı.....	7
2.2.2 Betonarme donatısı	7
2.2.3 Paspayları	7
3. MODELLEMeye ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI.....	9
3.1 Köprüye Etkiyen Yüklerin Analizi.....	9
3.1.1 Kirişlerin yük analizi.....	9
3.1.2 Kalıp plağı (filigran) yük analizi.....	10
3.2 Üstyapı Zati Yük Analizi.....	12
3.3 Model Elemanları.....	12
3.3.1 Tabliye çubuk elemanı.....	12
3.3.2 Döşeme çubuk elemanı.....	14
3.3.3 Ayak çubuk elemanı.....	15
3.3.4 Başlık kirişi çubuk elemanı.....	16
3.3.5 Malzeme bilgileri.....	17
4. HESAPTA İZLENEN YOL.....	19
4.1 Köprünün 1. Mod Periyodunun Yaklaşık Hesabı.....	20
5. HESAP MODELİ.....	23
6. KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİNDE	
 KULLANILAN YÖNTEMLER.....	25
6.1 Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri.....	26
7. DOĞRUSAL ELASTİK ANALİZ.....	29
7.1 Doğrusal Elastik Analiz ile İlgili Açıklamalar.....	29
7.2 Doğrusal Elastik Analiz.....	32
7.2.1 Elastomer Mesnet Özelliklerinin Tanımlanması ve Modellenmesi.....	33
7.3 Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları.....	35
8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ.....	43
8.1 Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi.....	43

8.1.1 Plastik mafsalsal hipotezi.....	43
8.1.2 Plastik mafsalsal boyu.....	45
8.1.3 Doğrusal Olmayan Elastik Yöntemde Kullanılan Beton Modeli – Mander Beton Modeli.....	46
8.1.4 Moment eğrilik ilişkisi ve çatlamış kesit rijitlikleri.....	50
8.1.5 Akma yüzeylerinin tanımlanması.....	52
8.2 Statik İtme Analizi.....	53
8.2.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü ile hesap.....	53
8.2.2 Statik itme analizi sonuçları.....	56
9. KÖPRÜ ELEMANLARININ DEĞERLENDİRİLMELERİ.....	69
9.1 Ayak Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi.....	69
9.2 Orta Ayak Yüzeysel ve Kazıklı Temellerin Değerlendirilmesi.....	71
9.2.1 Kazıklı Temellerin Değerlendirilmesi.....	73
9.2.2 Yüzeysel Temellerin Değerlendirilmesi.....	78
10. ZAMAN TANIM ALANINDA HESAP.....	79
10.1 Zaman Tanım Alanında Hesap Sonuçları.....	82
11. SONUÇLAR.....	85
KAYNAKLAR.....	87
ÖZGEÇMİŞ.....	88

KISALTMALAR

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
CALTRANS	: California Transportation
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
SAP	: Structural Analysis Program
SIA	: Statik İtme Analizi
KYKTS	: Karayolları Yol Köprüleri için Teknik Şartname

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Ayak yükseklikleri, temel tipleri ve boyutları	6
Çizelge 4.1 : Viyadük periyodunun yaklaşık hesabı	21
Çizelge 7.1 : Ayak kesitlerinin çatlamış rijitlikleri	31
Çizelge 7.2 : Viyadük modelinin periyodları ve modal kütle katılım oranları	36
Çizelge 7.3 : Viyadük ayakları en elverişsiz kesit tesirleri	38
Çizelge 7.4 : Viyadükte ayak etki / kapasite oranları ($\Phi=1.3$).....	41
Çizelge 7.5 : DBYBHY Tablo 7.3'e göre etki / kapasite sınır değerleri.....	41
Çizelge 8.1 : Plastik mafsallık boyutları.....	46
Çizelge 8.2 : Donatı çeliği karakteristik özellikleri.....	49
Çizelge 8.3 : Ayak alt uç plastik mafsallık kesitlerinde okunan normal kuvvetler	51
Çizelge 8.4 : Tepe Yerdeğiştirmeleri ve Spektral Yerdeğiştirmeler	59
Çizelge 8.5 : Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları.....	62
Çizelge 8.6 : S1 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri.....	63
Çizelge 8.7 : S1 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri.....	64
Çizelge 8.8 : S2 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri.....	65
Çizelge 8.9 : S2 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri.....	66
Çizelge 8.10: S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu.....	67
Çizelge 9.1 : Ayak Alt Kesitlerinde Sargı Donatısı Alanları	69
Çizelge 9.2 : İtme analizi sonucu viyadük ayaklarında okunan en elverişsiz kesme kuvvetleri değerleri	70
Çizelge 9.3 : S1 ve S2 Depremleri altında viyadük ayaklarında okunan en elverişsiz kesme kuvveti değerleri	70
Çizelge 9.4 : Temellere etkitilecek en elverişsiz ayak alt uç kesit tesirleri.....	73
Çizelge 9.5 : Kazıklı temel kazık üst ucundaki en elverişsiz kesit tesirleri	74
Çizelge 9.6 : Yüzeysel Temellerde meydana gelen en büyük zemin gerilmeleri	78
Çizelge 10.1: Zaman tanım alanında kullanılan deprem kayıtları	79
Çizelge 10.2: Köprünün boyuna doğrultusunda, S1 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap ile oluşan plastik dönme ve eğrilik değerleri... ..	82
Çizelge 10.3: Köprünün boyuna doğrultusunda, S2 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap ile oluşan plastik dönme ve eğrilik değerleri... ..	82
Çizelge 10.4: Köprünün enine doğrultusunda, S1 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap sonucu plastik dönme ve eğrilik değerleri	83
Çizelge 10.5: Köprünün enine doğrultusunda, S2 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap ile oluşan plastik dönme ve eğrilik değerleri	83

Çizelge 10.6: Zaman tanım alanında hesap sonucu, S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi.....	84
---	----

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Viyadük uydu görünüşü	3
Şekil 2.2 : Viyadüğün aks numaraları.....	4
Şekil 2.3 : Viyadük enkesitleri.....	4
Şekil 2.4 : Öngerilmeli kiriş boykesitleri.....	5
Şekil 2.5 : Öngerilmeli kiriş değişen enkesitleri.....	5
Şekil 2.6 : Öngerilmeli kirişlerin üzerine kalıp plaklarının oturması	5
Şekil 2.7 : Ayak başlık kirişi enkesitleri.....	6
Şekil 3.1 : Öngerilmeli kiriş boykesitleri.....	9
Şekil 3.2 : Öngerilmeli kiriş enkesitleri.....	9
Şekil 3.3 : Kiriş kalıp plaklarının yerleştirileceği kesimler	11
Şekil 3.4 : Kiriş kalıp plaklarının boyutları	11
Şekil 3.5 : Tabliye kesiti ve tanımlanan atalet eksenleri	13
Şekil 3.6 : SAP2000’de Tabliye kesitinin tanımlanması.....	14
Şekil 3.7 : Ayak alt uçlarının en kesit özellikleri.....	15
Şekil 3.8 : SAP2000’de ayak kesitlerinin girilmesi.....	16
Şekil 3.9 : Başlık kirişi boyutları	16
Şekil 3.10 : SAP2000 başlık kirişi kesit tanımlaması.....	17
Şekil 3.11 : SAP2000’de C25 beton malzeme tanımı	17
Şekil 3.12 : XTRACT’ta Mander Sargılı ve sargısız Beton Modeli.....	18
Şekil 4.1 : En sade biçimiyle viyadük ayak modeli.....	20
Şekil 5.1 : SAP2000 hesap modelinde elemanların genel görünüşü	24
Şekil 7.1 : Viyadük modelinin genel görünüşü	29
Şekil 7.2 : Tasarım depremi için benzeştirilerek oluşturulmuş “spektral ivme– periyot spektrumu”	30
Şekil 7.3 : AASHTO 2002; Tablo 3.22.1A dan alınan tablo	31
Şekil 7.4 : Viyadük modelinde uygulanan deprem doğrultuları.....	32
Şekil 7.5 : Elastomer mesnet enkesiti.....	33
Şekil 7.6 : SAP2000’de Elastomer mesnet tanımlaması	34
Şekil 7.7 : Viyadük Modelinde 1. Mod Şekli	37
Şekil 7.8 : Viyadük Modelinde 2. Mod Şekli	37
Şekil 7.9 : Viyadük Modelinde 3. Mod Şekli	37
Şekil 7.10 : 33810 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı	38
Şekil 7.11 : 34553 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı	39
Şekil 7.12 : 35362 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı	39
Şekil 7.13 : 26087 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı	40
Şekil 8.1 : Eğilme momenti-eğrilik diyagramı	43
Şekil 8.2 : Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler.....	44
Şekil 8.3 : İdeal Moment-Eğrilik Diyagramı	44
Şekil 8.4 : Sargılama etkisi	47
Şekil 8.5 : Sargılı ve sargısız beton dayanımlarının değişimleri	48

Şekil 8.6 : XTRACT Programı ayak enkesiti	48
Şekil 8.7 : Beton ve donatı çeliği gerilme – şekil değiştirme diyagramları	49
Şekil 8.8 : Mander Modeline göre tanımlanmış sargılı C25 ayak dayanımı	49
Şekil 8.9 : Bilineer halde moment – eğrilik ilişkisi	50
Şekil 8.10 : Çatlamış kesit rijitliklerinin programa girilmesi	52
Şekil 8.11 : Birleşik Eğilmeye Maruz Ayaklarda Akma Yüzeyleri.....	53
Şekil 8.12 : İvme ile yer değiştirme ve spektral ivme ile spektral yer değiştirme ilişkileri, yapı davranışı	54
Şekil 8.13 : S1 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi	57
Şekil 8.14 : S2 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi	57
Şekil 8.15 : S1 depremi boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı.....	58
Şekil 8.16 : S1 depremi enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı.....	58
Şekil 8.17 : S2 depremi boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı.....	59
Şekil 8.18 : S2 depremi enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı.....	59
Şekil 8.19 : S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi	60
Şekil 8.20 : S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi	60
Şekil 8.21 : S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi	61
Şekil 8.22 : S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi ilişkisi	61
Şekil 8.23 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsall oluşumu	62
Şekil 8.24 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsall oluşumu	63
Şekil 8.25 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsall oluşumu	64
Şekil 8.26 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsall oluşumu	65
Şekil 8.27 : S1 Deprem Senaryosu için köprünün enine doğrultusunda 6 no’lu ayak moment – eğrilik diyagramı.....	66
Şekil 8.28 : S2 Deprem Senaryosu için köprünün enine doğrultusunda 5 no’lu ayak moment – eğrilik diyagramı.....	67
Şekil 9.1 : Yüzeysel temel modeli	72
Şekil 9.2 : 12.5m X 12.5m kazıklı temel modeli	72
Şekil 9.3 : Kazık Enkesiti	73
Şekil 9.4 : Kazıklarda taşıma gücü hesabı	74
Şekil 9.5 : 12.5x12.5 m. Kazıklı temel kazık başlığı en elverişsiz moment değerleri.....	76
Şekil 9.6 : 12.5x12.5m’lik kazıklı temelde eğilme donatı tahkiki	77
Şekil 10.1: İzmit Depremi [S1] – Deprem Kaydı	83
Şekil 10.2: İzmit Depremi [S2] – Deprem Kaydı	83
Şekil 10.3: Erzincan Depremi [S1] – Deprem Kaydı	83
Şekil 10.4: Erzincan Depremi [S2] – Deprem Kaydı	83

Şekil 10.5: San Fernando Depremi [S1] – Deprem Kaydı	84
Şekil 10.6: San Fernando Depremi [S1] – Deprem Kaydı	84

SEMBOL LİSTESİ

A_c	: Ayak bürüt enkesit alanı
$A_{\text{elastomer}}$	: Elastomer mesnet yüzey alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
A_{sw}	: Sargı donatısının incelenen doğrultudaki enkesit alanı
A_{wf}	: Kesme sürtünme donatısının toplam kesit alanı
a_i	: Düşey donatıların eksenleri arasındaki mesafe
$a_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
b_o, h_o	: Betonarme eleman boyutları
b_w	: Ayak hesap genişliği
C_{R1}	: birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
D	: Ayak kiriş faydalı kesit yüksekliği
d_{bl}	: Boyuna donatı çapı
d_{maks}	: Spektral yerdeğiştirme
d_{tepe}	: Tepe yerdeğiştirmesi
$d_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_{sec}	: Beton sekant modülü
EI_{eff}	: Çatlamış kesit rijitliği
f_c	: Sargılı beton basınç gerilmesi
f_{su}	: Çelik kopma gerilmesi
f_{yw}	: Sargı donatısı akma dayanımı
f_{ywd}	: Sargı donatısı tasarım (azaltılmış) akma dayanımı
f_{sy}	: Çelik akma gerilmesi
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{ck}	: Betonun karakteristik silindirik dayanımı
f_{cm}	: Mevcut betonun dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut betonun çekme dayanımı
f_{co}	: Sargısız beton dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_{ex}, f_{ey}	: Belirlenen x ve ye doğrultularında etkili sargılama basınçları
f_{yk}	: Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
f_{ye}	: Donatı çeliği akma dayanımı (Caltrans)
G	: Elastomer kayma modülü
H	: Ayakların ortalama yüksekliği
$h_{net,elastomer}$	: Çelik levhalar hariç elastomer net yüksekliği
I_x	: Tabliyenin yatay ekseninde atalet momenti

I_y	: Tabliyenin düşey ekseninde atalet momenti
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
$k_{elastomer}$	: Elastomer yanal ötelenme rijitliği
$k_{eşd}$	: Eşdeğer yanal ötelenme rijitliği
k_{ayak}	: Konsol ayak yanal ötelenme rijitliği
L	: Ayak boyu
L_ℓ	: Derzlerle ayrılmış tabliye uzunluğu
L_p	: Plastik mafsalsal boyu
L_{x1}	: x doğrultusundaki etkin kütlelerin o doğrultudaki modal yerdeğiştirmeleriyle çarpımları toplamı
m	: Yapının kütlesi
m_i	: Yapının i'inci katının kütlesi
M_{dep}	: Depremli durum moment değerleri
M_{maks}	: Okunan en büyük moment değeri
M_u	: Moment taşıma gücü
M_{x1}	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hâkim) moda ait etkin kütle
M_{zati}	: Zati yüklemelerde oluşan moment
M_1	: n'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle
M_2	: Köprü enine eğilme Momenti
M_3	: Köprü boyuna eğilme momenti
N	: Kiriş oturma mesafesi
N_K	: Kesit moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
P	: Normal Kuvvet
r	: Beton elastisite modülü ile sekant modulu arasında bağıntı
$r_{e/k}$	: Etki kapasite oranı
S	: Köprü verevlik açısı
s	: Sargı donatısı boyuna etriye aralığı
S_a	: Spektral ivme
S_{ae1}	: İtme analizinin birinci moduna ait doğrusal elastik spektral ivme
S_{de1}	: İtme analizinin ilk adımında n'inci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
T	: Burulma momenti
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
T_p	: Doğal titreşim periyodu
$u_{xN1}^{(i)}$	: Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda i'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yer değiştirme istemi
V_e	: Ayak giriş ve perdede esas alınan tasarım kesme kuvveti
V_r	: Sürtünme kesmesi dayanımı
V_w	: Sargı donatısı ile karşılanan kesme kuvveti
V_2	: Köprü boyuna doğrultuda kesme kuvveti
V_3	: Köprü enine doğrultuda kesme kuvveti
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci(hakim) moda ait taban kesme kuvveti

ε_{cc}	: Maksimum beton basınç gerilmesi için basınç birim şekil değiştirme
ε_{cu}	: Sargılı betonun maksimum basınç şekil değiştirme kapasitesi
ε_{su}	: Enine donatı çeliğinin en büyük gerilme altında yapabileceği en büyük uzama şekil değiştirme
ε_{sy}	: Çelik akma uzama şekil değiştirme
ε_{sh}	: Çelik çekleşmeli uzama şekil değiştirme
ε_{su}	: Çelik kopma uzama şekil değiştirme
μ	: Sürtünme katsayısı
Φ	: Ayak kesit dayanım katsayısı
Φ_{xN_1}	: Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
Φ_{x_1n}	: Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta eksen doğrultusunda yatay bileşeni
Γ_{x_1}	: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
ρ_s	: Hacimsel donatı oranı
ρ_x, ρ_y	: Belirlenen x ve y doğrultularındaki hacimsel donatı oranları
x	: Beton basınç birim şekil değiştirme değerinin maksimum beton basınç gerilmesindeki beton basınç şekil değiştirmesine oranı
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hâkim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B	: İvme spektrumunda karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
K	: Eğrilik
ϕ	: Dönme (radyan)
x-x	: Çubuğun asal eksen

MEVCUT BİR KARAYOLU KÖPRÜSÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada İstanbul – Edirne istikametinin 13+892 km’sinde de bulunan “Sadabad II Viyadüğü”nün deprem performansı değerlendirilmiştir.

Köprünün taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanları hakkında açıklamalar yapıldıktan sonra, yapının matematiksel modeli kurulmuş ve sonlu elemanlar yöntemini kullanan bir paket program ile doğrusal ve doğrusal olmayan analizi yapılmıştır.

Köprünün ilk olarak yaklaşık periyot hesabı yapılmıştır. Buradan elde edilen sonuçlar ile kurulacak olan bilgisayar modeli hakkında fikir edinilmiştir.

Köprünün performansının belirlenmesinde doğrusal elastik hesap ile başlanmıştır. Doğrusal elastik yöntemde yapının, dönüş periyodu 475 yıl, yani aşılma olasılığı 50 yılda %10, olan deprem altında kuvvet kontrollü analizi yapılmıştır. Bu analizlerde çok modlu spektral analiz yöntemi seçilmiştir. Elde edilen sonuçlar karşılaştırılmak üzere tablolaştırılmıştır.

Aynı köprünün doğrusal olmayan yöntemlerle şekil değiştirme kontrollü analizi yapılmıştır. Bu aşamada statik itme analizi ve zaman tanım alanında hesap yolları izlenmiştir. Hesaplarda bu köprü için üretilmiş olan deprem spektrumları ve deprem kayıtları kullanılmıştır. Performans değerlendirmesinde deprem esnasında plastik mafsallarda oluşan şekil değiştirmeler 50 yılda %50 aşılma olasılıklı deprem etkisi altında minimum hasar performans düzeyi ve 50 yılda %2 aşılma olasılıklı deprem etkisi altında kontrollü hasar performans düzeyine karşı gelen şekil değiştirmeler ile karşılaştırılmıştır.

Doğrusal elastik hesap ve doğrusal olmayan hesap sonuçları karşılaştırılarak mevcut viyadük için bir performans dayalı bir değerlendirme yapılmıştır.

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF AN EXISTING VIADUCT BY LINEAR AND NONLINEAR ANALYSIS METHODS

SUMMARY

In this study, the seismic performance of Sadabad II Viaduct, which is located on Edirne – İstanbul Highway (Km: 13+692.00) is evaluated.

After the description of structural and non-structural members, 3D mathematical model of existing viaduct is modeled and analyzed with linear and non-linear methods by using a general finite element analysis program.

Firstly, the period of bridge is approximately calculated. This calculation gives an idea about the bridge modeling.

The linear elastic analysis is used in performance evaluation of bridge firstly. In this method, strength based assessment is used having probability of occurrence 10% in 50 years or having a return period of 475 years. In this analysis, multimodal spectral analysis is used. The obtained results are tabulated for comparing.

Same viaduct is evaluated by deformation based – nonlinear methods. At this phase; ‘Pushover’ and ‘Time History Response’ analyses are used. Simulated Spectrums and Earthquake Data for the viaduct are defined and deformation based performance evaluation is considered under the effects of earthquakes having the probability of occurrence 2% and 50% in 50 years. The deformations are checked for “controlled damage performance level” and “minimum damage performance level”.

A detailed performance evaluation of an existing viaduct is clarified by comparing the conclusions to these analyses.

1. GİRİŞ

Türkiye, doğal afetlerden en çok etkilenen ülkeler arasında yer almaktadır. Bunlardan en risklisi olan depremlerin ülkemizde büyük hasarlara neden olmasının en önemli nedeni, yapıların deprem etkileri dikkate alınmadan tasarlanmış ve yapılmış olmasıdır. Bu nedenle gelecekte meydana gelecek ve yerleşim bölgelerini etkileyecek depremlerde zararların azaltılabilmesi için öncelikle mevcut yapıların depreme karşı performanslarının belirlenmesi gerekmektedir. Özellikle yıkılma ve ağır hasar görme riski yüksek yapılarda, güçlendirme işlemi ekonomik olarak verimli değilse yıkılarak yeniden yapılması en doğru karar olmaktadır. Son yıllarda deprem mühendisliği araştırmaları üzerinde olumlu etkileri olan performans esaslı yapı analizi ülkemizde de önemli bir açılım yapmıştır. Mevcut bir yapının, yapı tasarımı için kullanılan yöntemlerden çok değerlendirme amacına yönelik yöntemlerle incelenmesi daha uygun olmaktadır. Bu incelemede yapısal sistem özellikleri, boyutlar, malzeme ve detaylarla ilgili bilgilerin yeterli ölçüde bilinmesi gerekmektedir. Bu bilgilerin edinilmesi için kullanılacak deney yöntemi, güvenilirliğin sorgulanmasında ve çözümlerin sunulmasında yeterli olmalıdır.

Bu çalışma kapsamında “Sadabad II Viyadüğü’nün Doğrusal yöntem ve doğrusal olmayan bir yöntemle (statik itme analizi) analizi yapılmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

Mevcut köprünün analizinde yapılmasında, sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. Köprü modelinin kurulması için başvuru yöntemler; şekiller, çizelgeler ve grafikler gösterilmiştir. Farklı yöntemlerle elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve etkileşimli olarak değerlendirilmiştir.

2. İNCELENEN KÖPRÜNÜN TANITILMASI

2.1. Mimari ve Geometri

Açıklık sayısı	: 10 Adet
Ayak eksenleri ara mesafesi	: 40 m
Toplam Uzunluk	: 400 m
Köprü genişliği	: 20 m
Öngerilmeli Kiriş Uzunluğu	: 37 m
Yürüme yolu genişliği	: (1.25 m + 0.75 m) her iki köprüde de
Kiriş Sayısı	: 5 adet x 10 adet açıklık = 50 adet
Derzlerin yer aldığı akslar	: A, 3, 7 ve B akslarında
Köprü sınıfı:	: H30-S24 (D kategorisi)

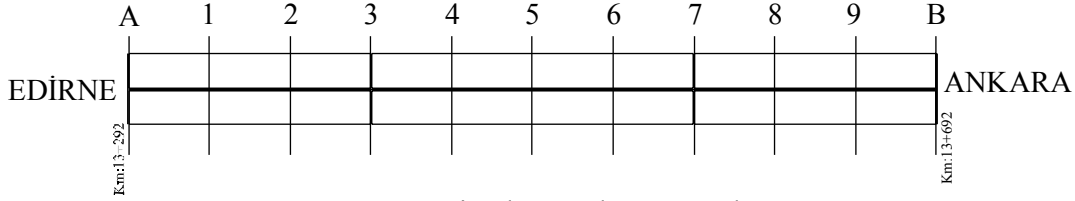


Şekil 2.1: Viyadük uydü görünüşü

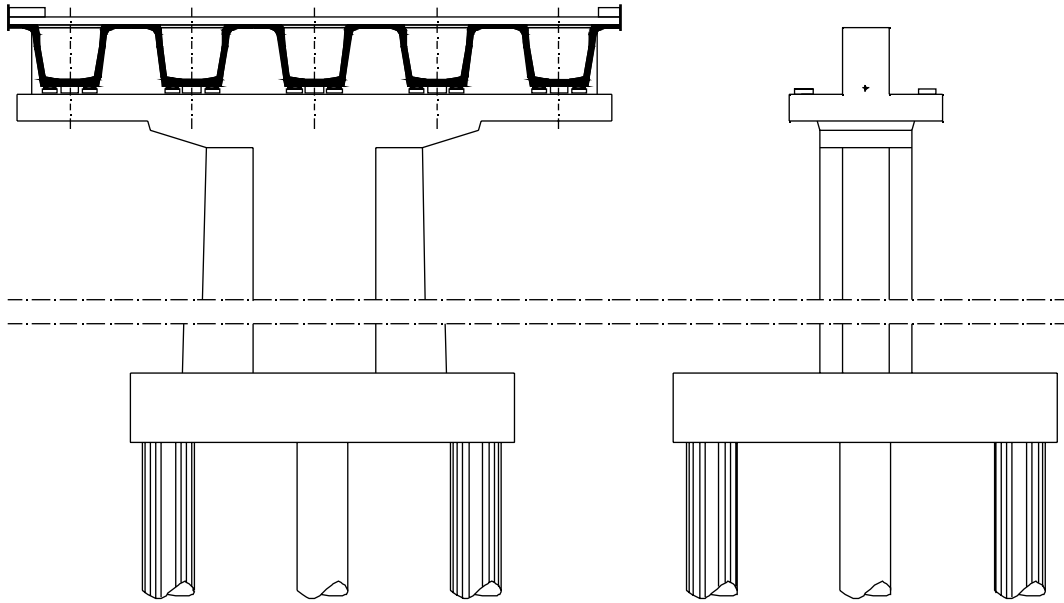
Bu viyadük, 400 m uzunluğundadır. Edirne – İstanbul istikametinde gidiş ve geliş olmak üzere birbirine paralel, biri gidiş diğeri geliş olmak üzere iki adet köprüden oluşmaktadır. Her köprüde 3 adet şerit bulunmaktadır. Paralel iki viyadük te aynı özelliklere sahip olduğı için hesaplar viyadüklerden sadece biri ile yapılmıştır.

2.1.1. Üstyapının tanıtılması

Köprünün üst yapısı; Tabliye ve kirişlerden oluşmaktadır. Tabliye: 25 cm kalınlığındadır. Öngerilmeli kirişler 37 m uzunluğunda kutu kesitli değişken enkesitlidir, her açıklıkta 5 adet bulunmaktadır. Kirişler, her kirişte 2 başta 2 sonda olmak üzere, toplam 20 adet neopren yastık mesnet ile başlık kirişi üzerine oturmaktadır. Köprünün enkesiti ve başlık kirişinin enkesiti Şekil 2.3’ de verilmiştir.



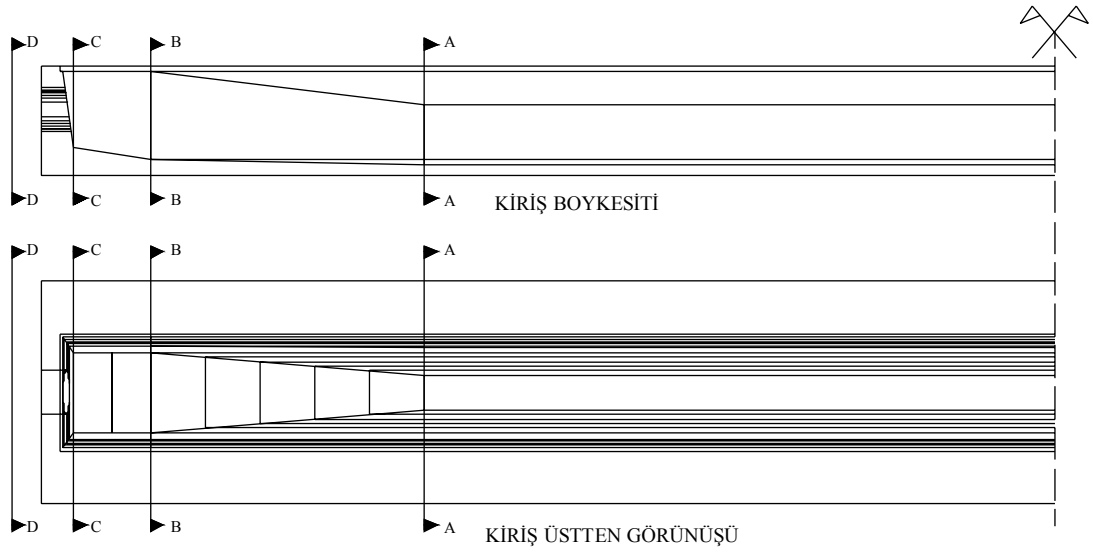
Şekil 2.2: Viyadüğün aks numaraları



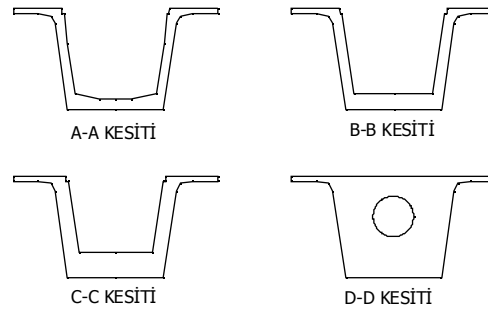
Şekil 2.3: Viyadük enkesitleri

Köprü üstyapısı oluşturan öngerilmeli beton kirişler ve kirişlerin üzerinde yer alan tabliye ağır bir taşıt yükü altında çalıştırılmaktadır (H30–S24 – Karayolları Yol Köprüleri için Teknik Şartname). Taşıt yükü 14.50 m genişliğinde 3 şerit olarak akmaktadır. Karayolları teknik şartnamesinde bu genişlik için 4 şerit araç yükünün alınabileceği belirtilmiştir.

2.1.2. Kiriş açıklamaları

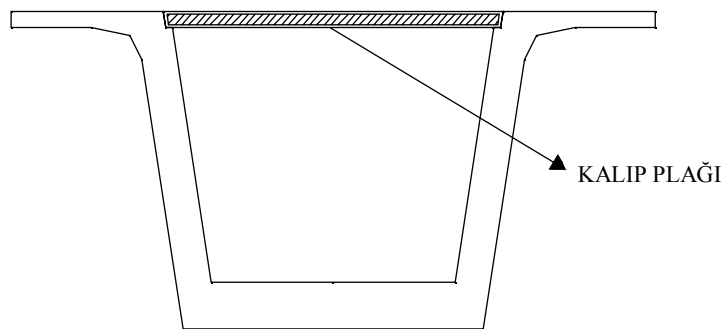


Şekil 2.4: Öngerilmeli kiriş boykesitleri



Şekil 2.5: Öngerilmeli kiriş değişken enkesitleri

Tabliye taşıyan kirişler 37.00 m uzunluğunda, değişken enkesitli, U şeklinde kutu kesitli kirişlerdir. Bu kesitlerin üzeri betonarme plak elemanlar (filigran) ile kapatılmıştır ve üzerinde ise betonarme tabliye yer almaktadır.

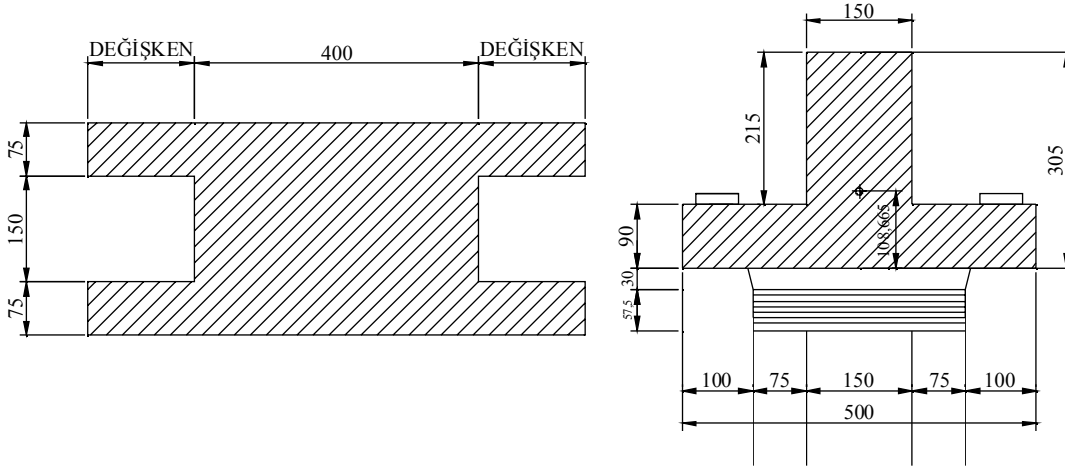


Şekil 2.6: Öngerilmeli kirişlerin üzerine kalıp plaklarının oturması

Her bir kiriş, bir ucunda iki adet olmak üzere toplam dört adet elastomer mesnet üzerinde oturmaktadır. Her bir kirişin iki ucunda da elastomerler ve deprem takozlarının yer alacağı yuvalar bulunmaktadır.

2.1.3. Başlık kirişi, ayak ve temel açıklamaları

Başlık Kirişi: Ters T enkesitinde bir geometriye sahiptir ve 19.32 m uzunluğundadır.
Ayaklar: 3.00 m sabit ve enine doğrultuda 7.00 m üzerinde zemine doğru artarak değişen boyutlarda “H” kesite sahiptir (Şekil 2.7).



Şekil 2.7: Ayak ve başlık kirişi enkesitleri

Köprü ayakları ayakları her aksta yüzeysel ve kazıklı olmak üzere değişken boyutlarda 4 farklı temel üzerine oturmaktadır. Her ayaktaki temel boyutları ve temel sistemleri Çizelge 2.1’ de yer almaktadır.

Çizelge 2.1 : Ayak yükseklikleri, temel tipleri ve boyutları

Aks	Kolon Uzunluğu (m)	Temel Kalınlığı (m)	Temel Boyutları (m)	Temel Tipi
A	-	3.000	-	Kenarayak
1	22.888	2.500	8x12.5	Yüzeysel Temel
2	32.527	2.500	12.5x12.5	Kazıklı Temel (9 Adet 165 cmlik Kazık)
3	33.272	2.500	12.5x12.5	Kazıklı Temel (9 Adet 165 cmlik Kazık)
4	33.624	2.500	12.5x12.5	Kazıklı Temel (9 Adet 165 cmlik Kazık)
5	34.083	2.500	12.5x12.5	Kazıklı Temel (9 Adet 165 cmlik Kazık)
6	34.648	2.500	12.5x12.5	Kazıklı Temel (9 Adet 165 cmlik Kazık)
7	33.820	2.500	12.5x12.5	Kazıklı Temel (9 Adet 165 cmlik Kazık)
8	32.599	2.500	9x12.5	Yüzeysel Temel
9	15.484	2.500	7x12.5	Yüzeysel Temel
B	-	3.000	-	Kenarayak

2.2. Malzeme

Köprü modeli kurulurken kullanılan malzeme özellikleri paftalarda verildiği değerlerle aynı alınmıştır. Köprünün taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur ve proje bilgilerinin doğrulanması amacıyla yeterli düzeyde ölçümler yapılmıştır. Bu yüzden bilgi düzeyinin tam olduğu bilinmektedir. Bilgi düzeyi katsayısı “1.00” alınmıştır, (DBYBHY, 2007).

2.2.1. Beton dayanım sınıfı

Ayak, Tabliye ve Temellerde : C25 ($f_{ck} = 25$ MPa)
Kazıklarda : C20 ($f_{ck} = 20$ MPa)

2.2.2. Betonarme donatısı

Tüm köprü elemanlarında : S420 ($f_{yk} = 420$ MPa)

2.2.3. Paspayları

Ayaklarda : 5.0 cm
Temel ve Kazıklarda : 7.5 cm alınmıştır.

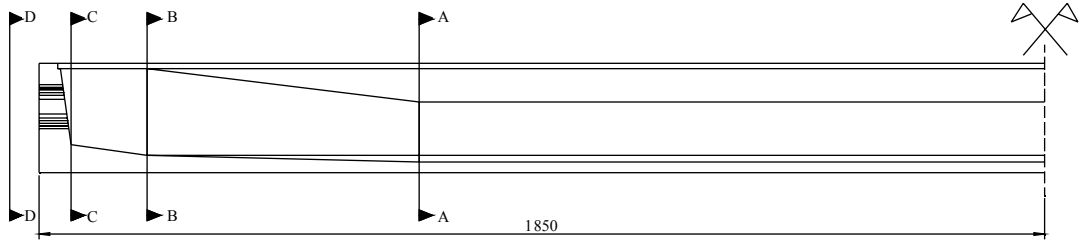
Kesit hesabında her elemanın moment-eğrilik diyagramları çizilmesinde XTRACT programı kullanılmıştır.

3. MODELLEMeye ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI

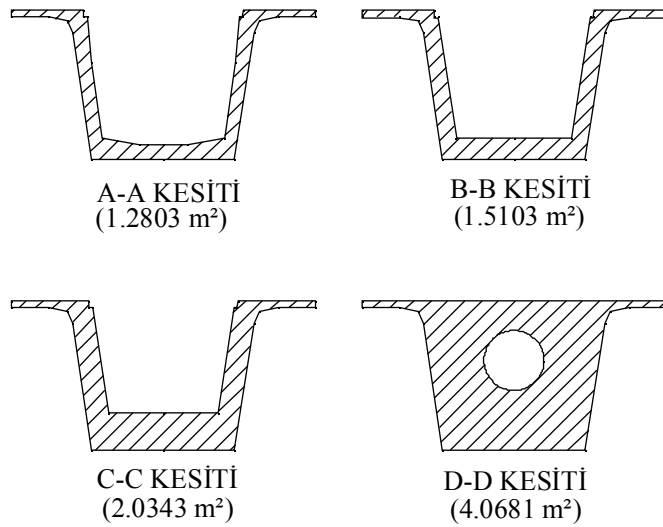
3.1. Köprüye Etkiyen Yüklerin Analizi

3.1.1. Kirişlerin yük analizi

Kirişlerin enkesiti açıklık ortasına doğru doğrusal bir biçimde değişmektedir (Şekil 3.1 ve Şekil 3.2); ancak hesap kolaylığı açısından kirişin ağırlığının kiriş boyunca eşdeğer olarak dağıldığını kabul edebiliriz. Bunun için kiriş ağırlığının kirişin uzunluğu boyunca eşdeğer olarak dağıldığı varsayılmıştır. Üstyapı hesaplarında eşdeğer kiriş kesiti olarak kullanılacak eğilme rijitliği için A-A kesiti dikkate alınmıştır.



Şekil 3.1: Öngerilmeli kiriş boykesitleri



Şekil 3.2 : Öngerilmeli kiriş enkesitleri

Şekil 3.1 ve 3.2’ de kiriş boykesiti ve enkesitlerinin dolu kısımlarının alanları verilmiştir. Kiriş ağırlıklarının kesin bir şekilde hesaplanmasında bu alanlardan faydalanılmıştır. Yeterli hesap hassasiyeti için bu alanlar kendi uzunluklarıyla çarpılarak hacimleri bulunmuştur. Elastomer mesnet yuvaları ihmal edilebilir derecede küçük olduğundan kiriş ağırlığından çıkarılmamıştır.

- A – A Kesiti; 23.00 m boyunca devam ediyor.
- A – A Kesiti ile B – B Kesiti arası; 2 x 5.00 m boyunca devam ediyor.
- B – B Kesiti ile C – C Kesiti arası; 2 x 1.40 m boyunca devam ediyor.
- C – C Kesiti ile D – D Kesiti arası; 2 x 0.20 m boyunca devam ediyor.
- D – D Kesiti; 2 x 0.40 m boyunca devam ediyor.

Buna göre kirişin toplam hacmi:

$$A_{A-A} \times 23.00m + \left(\frac{A_{A-A} + A_{B-B}}{2} \right) \times 10.00m + \left(\frac{A_{B-B} + A_{C-C}}{2} \right) \times 2.80m + \left(\frac{A_{C-C} + A_{D-D}}{2} \right) \times 0.40m + A_{A-A} \times 0.80m$$

$$= 1.2803 \times 23.00 + (1.2803 + 1.5103)/2 \times 10 + (1.5103 + 2.0343)/2 \times 2.8$$

$$+ (2.0343 + 4.0681)/2 \times 0.4 + 4.0681 \times 0.8$$

$$= 52.8373 \text{ m}^3$$

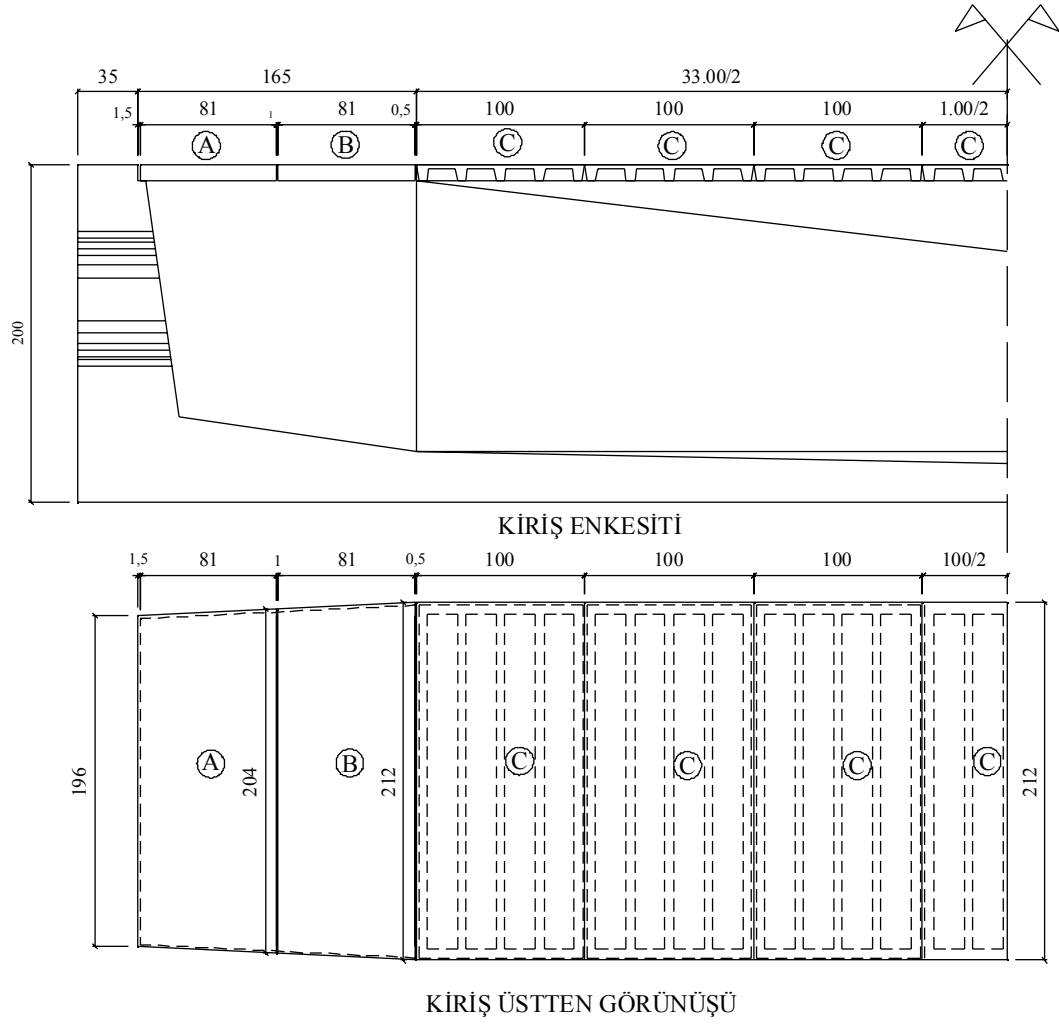
Şeklinde hesaplanmıştır.

Buna göre; bir adet Öngerilmeli Kirişin Ağırlığı = $52.8373 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1320.93 \text{ kN}$

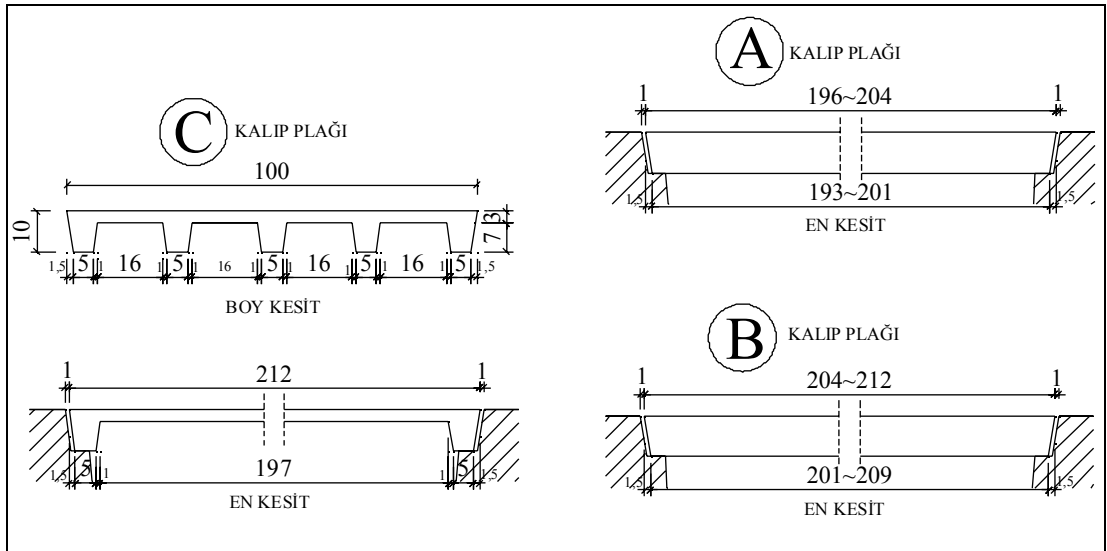
Birim ağırlık = $1320.93 \text{ kN} / 37.00 \text{ m} = \underline{35.70 \text{ kN/m}}$

3.1.2. Kalıp plağı (filigran) yük analizi

Kalıp plakları daha önce de bahsedildiği gibi kirişlerin üzerinde yer alan ve tabliyeye kalıp görevi gören prefabrike betonarme elemanlardır. Kirişlerin eğilme rijitliğine bir katkıları olmayıp kendilerine etkiyen yükleri (özellikle tabliye döküm esnasında oluşan yükler) güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılırlar. 3 tip kalıp plağı yer almaktadır.



Şekil 3.3: Kiriş kalıp plaklarının yerleştirileceği kesimler



Şekil 3.4: Kiriş kalıp plaklarının boyutları

Kalıp plaklarının ağırlık ve birim ağırlık hesaplarında kullanılacak boyutları Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'te gösterilmiştir.

- A ve B Kalıp Plaklarının Ağırlıkları:

$$\text{A Kalıp plağının enkesit alanı; } \left(\frac{1.96 + 1.93}{2} \right) \times 0.10 = 0.1945 m^2$$

$$\text{B Kalıp plağının enkesit alanı; } \left(\frac{2.12 + 2.09}{2} \right) \times 0.10 = 0.2105 m^2$$

A ile B kesitleri düzgün doğrusal olarak değişmektedir.

$$\text{Buna göre: plak hacmi (A ve B Toplamı): } \left(\frac{0.2105 + 0.1945}{2} \right) \times 1.65 = 0.3341 m^3$$

A ile B kesitleri simetrik olarak kirişin her iki ucunda da yer almaktadır;

$$0.3341 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 2 = \underline{16.706 \text{ kN}}$$

- C Kalıp Plağı Ağırlığı;

$$\text{Kalıp Plağının Plak Kısımının Hacmi: } 2.12 \times 1.00 \times 0.03 = 0.0636 m^3$$

Kalıp Plağının Öngerme Kısımlarının Hacmi:

$$\text{Boyuna doğrultuda } 5 \times 2.12 \times 0.0042 = 0.0445 m^3$$

$$\text{Enine doğrultuda: } 2 \times 1.00 \times 0.0042 = 0.0084 m^3$$

Toplam Plak Hacmi:

$$0.0445 + 0.0084 + 0.0636 = 0.1165 m^3$$

$$1 \text{ adet Plak Ağırlığı} = 0.1165 \times 25 = \underline{2.9125 \text{ kN}}$$

1 Adet Kirişin Kalıp Plaklarının Ağırlıklarının Toplamı;

$$A + B + 33 \text{ adet} \times C = 16.706 + 33 \times 2.9125 = \underline{112.8185 \text{ kN}}$$

1 Adet Kirişin Kalıp Plağı için Birim Ağırlığı;

$$= 112.8185 / 37 = \underline{3.049 \text{ kN/m}} \text{ olarak elde edilmiştir.}$$

Şekil 3.1 ve Şekil 3.2’de görülen A-A Kesiti eşdeğer kesit olarak alınmıştır.

Kirişin enkesit alanı: 1.2803 m^2

Tabliye betonunun kalınlığı 25 cm ve köprü enine kesit uzunluğu 19.86 m’dir

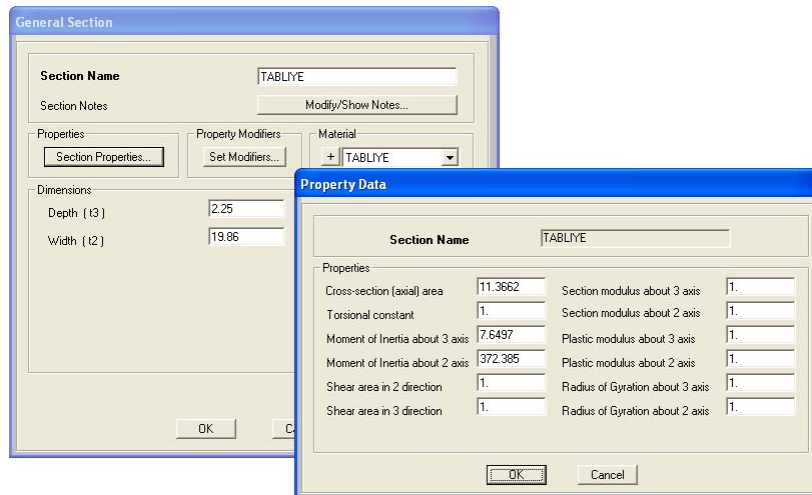
$$5 \times 1.2803 \text{ m}^2 + 19.86 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 10.0862 \text{ m}^2$$

Modelde tabliyeyi temsil eden çubuk elemanın birim ağırlığı ve birim kütlesi;

$$\frac{362.46 \text{ kN} / \text{m}}{10.0862 \text{ m}^2} = 35.9362 \text{ kN} / \text{m}^3 \text{ Birim ağırlıklı,}$$

$$\frac{35.9362 \text{ kN} / \text{m}}{9.81 \text{ m}^2} = 3.6632 \text{ kNs}^2 / \text{m}^2 \text{ Birim kütleye sahiptir.}$$

SAP2000 programında “general section” özelliği kullanılarak genel özellikleri dışarıdan girilen eleman olarak modele aktarılmıştır.



Şekil 3.6: SAP2000’de Tabliye kesitinin tanımlanması

3.3.2. Döşeme çubuk elemanı

Genleşme derzlerinin bulunmadığı 7 adet aksta tabliye sürekli olmaktadır; bu amaçla bu akslarda döşeme adında bir çubuk eleman kullanılacaktır. Modellemede 25 cm döşeme kalınlığına sahip, dikdörtgen kesitli bir döşeme, çubuk eleman olarak, kendi enkesit özellikleriyle olduğu gibi tanımlanarak modele aktarılmıştır.

Döşeme kesitinde atanacak yoğunluk ve birim ağırlık hesapları aşağıda yapılmıştır. Burada tabliye betonunun, yürüme yolunun, asfaltın, yaya ve oto korkuluklarının bu kısımlarda devam ettiği dikkate alınmıştır.

Döşeme birim ağırlığının hesaplanması:

Tabliye+Yürüme Yolu+Asfalt Kaplama+Korkuluk+Prefabrike Panel= 168.715 kN/m

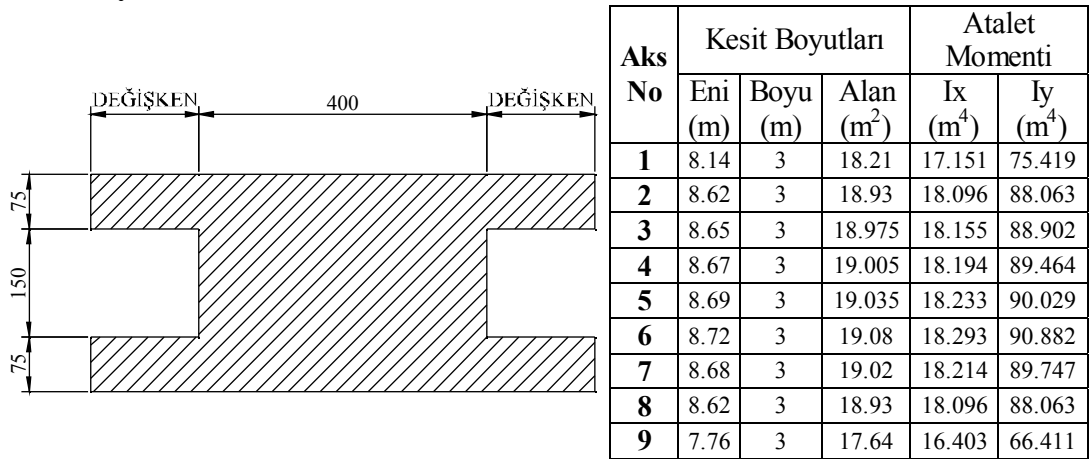
Döşeme enkesit alanı; $19.86m \times 0.25m = 4.965m^2$

Öz ağırlığı; $\frac{168.715 \text{ kN} / m}{4.965 \text{ m}^2} = 33.981 \text{ kN} / m^3$

Öz kütlesi; $\frac{33.981 \text{ kN} / m^3}{9.81 \text{ m} / s^2} = 3.464 \text{ kNs}^2 / m^2$ şeklinde hesaplanmıştır.

Döşeme: enkesit ve malzeme özellikleri yukarıda hesaplandığı gibi, 25 cm kalınlığa sahip ve 16.36 m genişliğinde bir betonarme eleman olarak alınmıştır.

3.3.3. Ayak çubuk elemanı



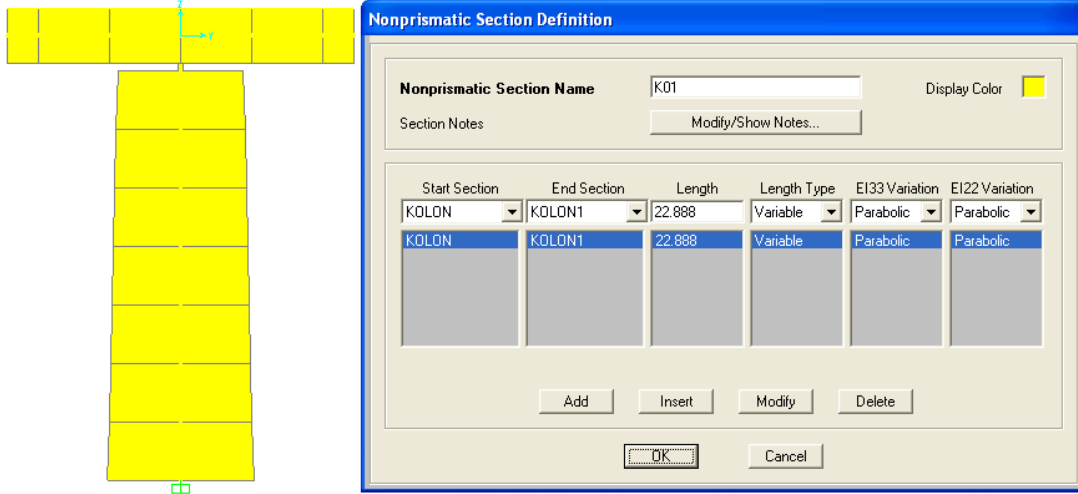
Şekil 3.7 : Ayak alt uçlarının enkesit özellikleri

Ayak çubuk elemanı enkesiti atalet momenti değerleri de yine AutoCAD programı yardımıyla hesaplanmıştır.

Ayak üst uçlarında ise enkesit özellikleri aşağıdaki gibidir.

Eni (m)	Boyu (m)	Alan (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
7	3	10.6	9.6163	13.6

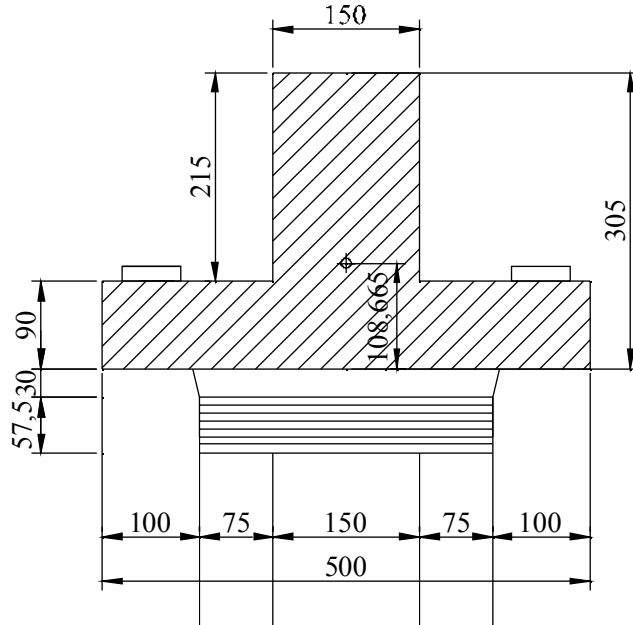
Ayak, tabliye kesiti gibi SAP2000 programında “general section” ve “non-prismatic section” özellikleri kullanılarak genel özellikleri dışarıdan girilerek tanımlanmış ve değişken kesitli olarak modellenmiştir.



Şekil 3.8: SAP2000’de ayak kesitlerinin girilmesi

3.3.4. Başlık kirişi çubuk elemanı

Başlık kirişi: Ters T enkesitinde bir geometriye sahiptir, köprü enine doğrultusunda 19.32 m uzunluğundadır ve kesit özellikleri Şekil 3.9’ de verilmiştir. Başlık kirişi Sap2000’de Şekil 3.10’deki gibi tanımlanmıştır.



Şekil 3.9: Başlık kirişi boyutları

Şekil 3.10: SAP2000 başlık kirişi kesit tanımlaması

3.3.5. Malzeme bilgileri

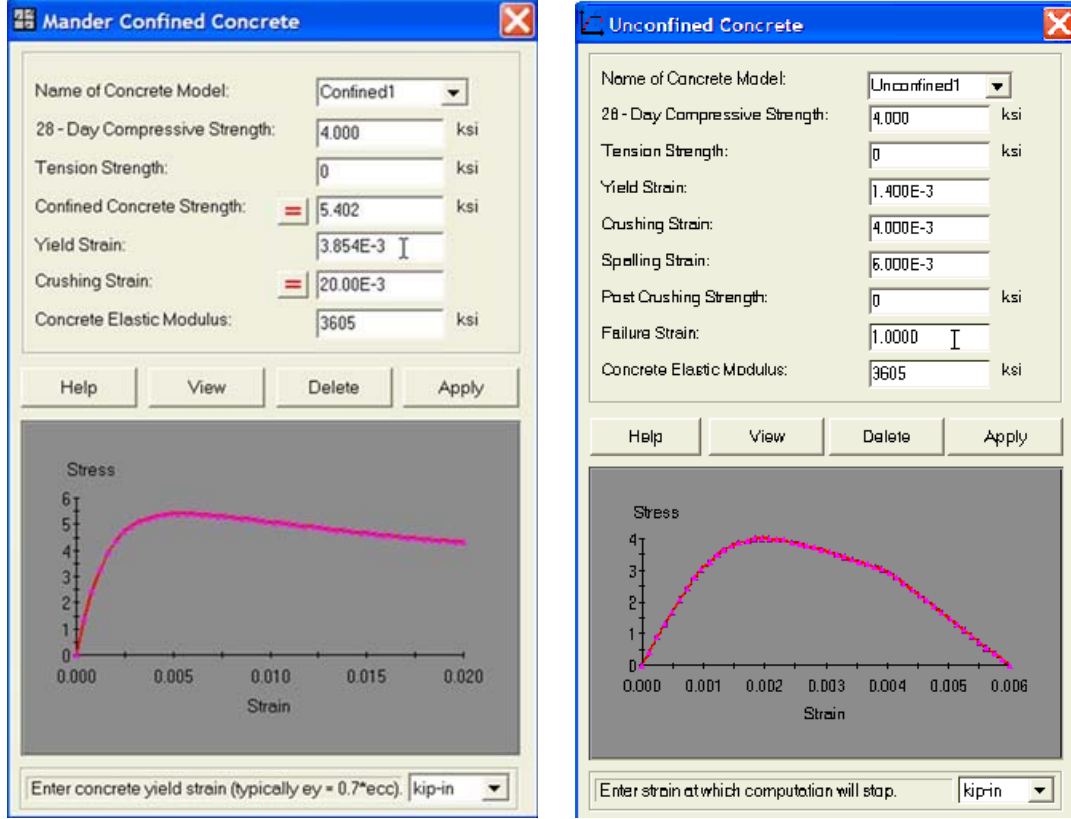
Köprüde başlık kirişi, döşeme, fiktif elemanlar ve tabliye için ayrı ayrı malzeme tanımları yapılmıştır.

Ayak ve başlık kirişi kesitleri için C25 beton malzemesi tanımlanmıştır. Betonun Elastisite Modülü TS 500'e göre hesaplanmıştır. Birim hacim ağırlığı TS 498 de verildiği şekilde alınmıştır ve SAP2000 Programına aşağıdaki gibi girilmiştir;

Buna göre; C25 sınıfı beton için Elastisite Modülü 30250 MPa, Poisson oranı 0.2 ve betonun birim ağırlığı 25 kN/m^3 olarak alınmıştır (Şekil 3.11).

Şekil 3.11: SAP2000'de C25 beton malzeme tanımı

Köprünün doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerle incelenmesinde ayak kesitlerinin analizi için sargılı beton modeli olarak Mander modelini esas alan XTRACT programı kullanılmıştır.



Şekil 3.12: XTRACT'ta Mander Sargılı ve sargısız Beton Modeli

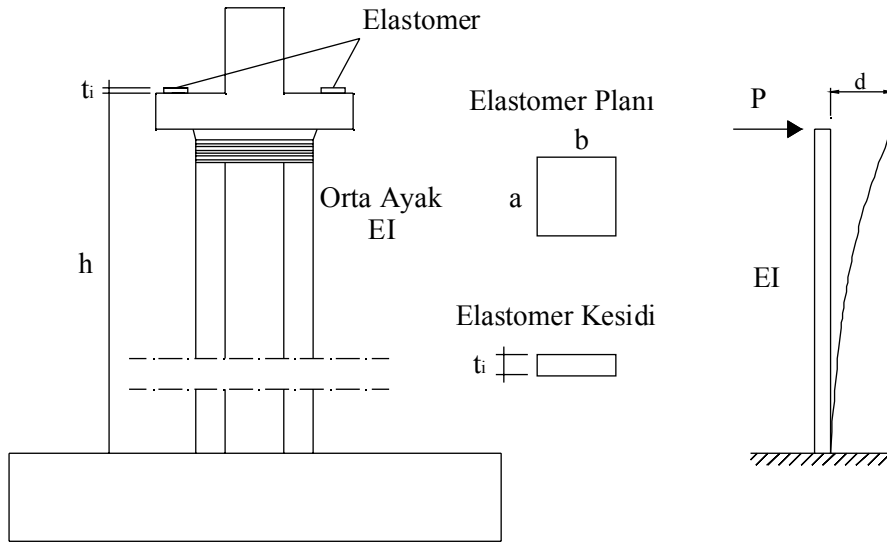
4. HESAPTA İZLENEN YOL

Viyadüğün gerçeğe yakın şekilde bilgisayar modelinin kurulması için aşağıdaki hususlara dikkat edilmiştir.

- Öncelikle köprünün bütün kütlesi yük analizi ile hesaplanarak, en iyi hassaslıkta modele aktarılmıştır. Doğrusal ve doğrusal olmayan analizlerde köprünün kütlesi aynıdır.
- Modellerde, köprü elemanları, aynı kesit özelliklerine sahip çubuk elemanlar olarak köprüye aktarılmıştır; örneğin üstyapının tabliyesi ve kirişleri, eşdeğer kütleye ve eğilme rijitliğine sahip çubuk elemanlar olarak tanımlanmıştır.
- Her bir eleman gerçekte var olduğu yerlerde modellenmiştir. Çubuk elemanlar: ayakların başlık kirişleriyle girişim yaptığı bölgelerde, tabliyenin kirişlere ve kirişlerin başlık kirişinde yer alan elastomerlere oturduğu yerlerde, kütlesi ve ağırlığı olmayan, eğilme ve kesme rijitliği yüksek fiktif çubuklar tanımlanarak birbirleriyle ağırlık merkezlerinden birleştirilmiştir.
- Tüm analizlerde, köprünün gerçek periyodunun belirlenmesinde gerçekçi bir yaklaşım ile modeldeki yay elemanların rijitliği arttırarak veya azaltılarak elastomer mesnet yer değiştirmelerini enine ve boyuna doğrultuda, elastomer yer değiştirmeleri deprem takozlarına çarpmayacak şekilde belli değerlerde sınırlandırılmıştır.
- Ayaklar değişken kesitli olarak modelde yer almış, plastik mafsal oluşması muhtemel kesimler olan ayak alt uçlarındaki ilgili parçalara mafsal özellikleri atanmıştır.
- Kütle katılım oranının yeterli (% 90) oranda sağlanması gerekmektedir. (AASHTO, 2002)
- Köprünün periyodunun yaklaşık değeri Bölüm 3.1’de hesaplanmıştır. Bu amaçla eşdeğer statik yük yöntemi ile hesap yapıp, örneğin 1.mod periyotlarını karşılaştırmak köprü hakkında önemli bir karşılaştırma büyüklüğü elde etmemiz anlamına gelir.

4.1. Köprünün 1. Mod Periyodunun Yaklaşık Hesabı

Köprünün yaklaşık periyodu hesaplanırken Aydoğan (2008) tarafından hazırlanan “Prefabrike Kirişli Köprülerin Tasarımı” eğitim semineri notundan faydalanılmıştır.



Şekil 4.1: En sade biçimiyle viyadük ayak modeli

Burada t_e = elastomer kalınlığı, “a” ve “b” elastomerin köprü eksenine dik ve paralel olan taban boyutları, “G” elastomer malzemesinin kayma modülü, “n” ayak üzerinde yer alan elastomer adedidir. Buna göre ara ayak rijitlikleri tepeye etki eden $P=1$ kN’luk yanal yük ile oluşan yer değiştirmenin tersi olarak bulunur;

$$\text{Ara ayak rijitliği: } k_{\text{ara ayak}} = \frac{1}{\delta_k + \delta_{\text{elastomer}}}$$

$$\text{Kenar ayak rijitliği: } k_{\text{ara ayak}} = \frac{nabG}{t_e} \text{ olarak bulunur.}$$

$$\text{Konsol Tepe Yer değiştirmesi: } \delta_k = h^3/3EI$$

$$\text{Elastomer Yer değiştirmesi: } \delta_{\text{elastomer}} = t_e/nabG$$

$$a = b = 450 \text{ mm, } t = 114 \text{ mm, } n = 20 \text{ 'dir. } G = 1430 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak alınmıştır.}$$

Bölüm 4.1’deki Yük analizi sonucu, üstyapının birim ağırlığı: 362.46 kN/m’dir

$$\text{Üstyapı Ağırlığı} = 362.46 \text{ kN/m} * 400 \text{ m} = 144984 \text{ kN}$$

$$\text{Başlık Kirişleri Ağırlığı} = 32492 \text{ kN}$$

Ayakların Ağırlığı =120623 kN

Gerekli veriler hesaplandıktan sonra hesaplar Çizelge 4.1’de gösterilmiştir.

Buna göre; Periyod Hesabına esas olan toplam ağırlık: Üstyapı, başlık kirişleri ve ayak ağırlıklarının yarısının toplamı şeklinde alınabilir, (Aydoğan, 2008)

Çizelge 4.1: Viyadük periyodunun yaklaşık hesabı

Köprü Periyod Hesabı	Kenar Ayaklar A ve B aksları	Ara Ayak 1	Ara Ayak 2	Ara Ayak 3	Ara Ayak 4	Ara Ayak 5	Ara Ayak 6	Ara Ayak 7	Ara Ayak 8	Ara Ayak 9
t_c (m)	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114
b_i (m)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$n a_i$ (m)	4.5	9	9	9	9	9	9	9	9	9
H_i (m)	-	24.488	34.127	34.872	35.224	35.683	36.248	35.42	34.199	17.084
El (Ayak Rijitliği, kNm^3)	1	484860613	499153738	500047625	500643550	501237963	501224350	500941513	499153738	473545600
δ_i (P=1 kN için yanal ter değiştirme, m)	3.937E-05	2.978E-05	4.623E-05	4.795E-05	4.878E-05	4.990E-05	5.136E-05	4.925E-05	4.639E-05	2.319E-05
k_i (boyuna yanal rijitlik, kN/m^3)	2.540E+04	3.358E+04	2.163E+04	2.085E+04	2.050E+04	2.004E+04	1.947E+04	2.030E+04	2.155E+04	4.311E+04

$$M = (144984 + 32492 + 0.5 * 120623) / 10 = 2377.876 \text{ t}$$

$$\Sigma k_i = 271853.21 \text{ kN/m}$$

Olmak üzere köprünün periyodu aşağıdaki bağıntıyla yaklaşık olarak;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\Sigma k_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{2377.876}{271853.21}} = 1.86 \text{ s} \quad (3.2)$$

bulunmuştur.

5. HESAP MODELİ

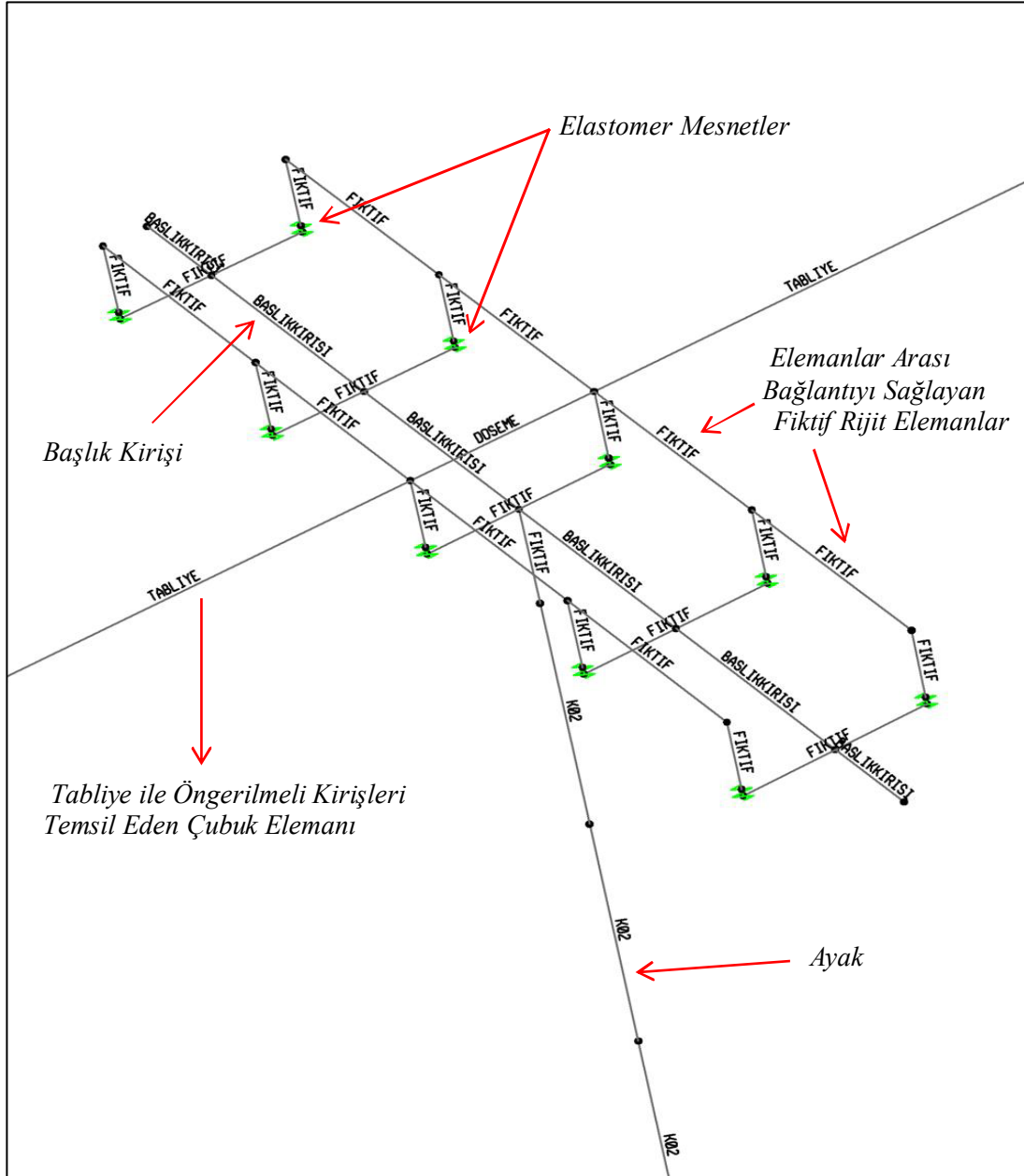
Tasarım aşamasında, köprünün üstyapısıyla altyapısının bağlantısı elastomer mesnetler yardımıyla yapılmıştır. Elastomer mesnetler, doğrusal elastik yaylar olarak viyadük modelinde gerçekte var olduğu şekliyle kullanılmıştır; ayrıca analizlerde kirişlerin depremlili durumda deprem takozlarına çarpmamalarını göz önünde bulundurmak için, enine doğrultuda en fazla 5 cm, boyuna doğrultuda en fazla 10 cm deplasman yapacak şekilde elastomer rijitlikleri ayarlanmıştır. Her bir öngerilmeli kiriş altında bulunan iki adet elastomer analiz modelinde tek bağlantı elemanı kullanılarak modellendiğinden, hesaplanan elastomer yatay rijitliği iki ile çarpılarak hesaplarda dikkate alınarak doğrusal özellikli tek bir yay elemanı olarak modellenmiştir.

Matematik modeli kurulurken AASHTO Bölüm IA 4.5.2 maddesine uyulmuştur. Köprünün tüm üstyapı elamanları (ayak, başlık kirişi, döşeme, tabliye) üç boyutlu çubuk elemanlar olarak tanımlanmıştır. Modele girilecek çubuk elemanlara ait özellikler ayrıntılı olarak Bölüm 4'te hesaplanmıştır. Bütün çubuk elemanlar gerçek yerlerinde, kesitlerin ağırlık merkezlerinden birbirlerine bağlanmasıyla modellenmişlerdir. Elemanlar tesirlerini birbirlerine aktaracak şekilde birbirlerine belirli rijitlikte, ağırlıksız ve kütesiz fiktif çubuk elemanlarla bağlanmıştır.

Genleşme derzlerinin bulunduğu akslarda tabliyenin devam ettiği göz önünde bulundurularak döşeme çubuk elemanı tanımlanmıştır.

Köprü kenar ayakları modele katılmamış ve kenar ayak elastomerleri alt uçlarından ankastre kabul edilmiştir. H kesitli orta ayak ayaklarının alt uçları ankastre olarak modellenmiştir. Köprünün rijitliğinde ve periyodlarında gerçekten uzak bir sonuç vereceği için temel elemanları modele dahil edilmemiştir. Bu yüzden üstyapıdan gelen yükler, ayrıca modellenen temellere etki ettirilerek çözüm yapılmıştır.

Elemanlar SAP 2000 analiz programının kesit tasarım modülü kullanılarak oluşturulmuş ve bu kesitler çubuk elemanlara atanarak hesaplar yapılmıştır. Bu esaslar çerçevesinde kurulan model Şekil 5.1' de görülmektedir.



Şekil 5.1: SAP2000 hesap modelinde elemanların genel görünüşü

6. KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER

Köprünün performansı seçilen bir yer hareketi seviyesine göre birçok gelişmiş yöntemle belirlenebilir. Bunlar lineer statik, lineer olmayan (non-lineer) statik, lineer dinamik, lineer olmayan (non-lineer) dinamik analiz yöntemler olarak sıralanabilir. Lineer yöntemler beklenen non-lineerlik az olması halinde, statik analiz genellikle yüksek olmayan sıradan yapılar için, dinamik analiz ise yüksek ve burulma etkileri çok olan yapılar için uygundur. Burada geçen lineer olma hali lineer elastik olmayı ifade etmektedir. Lineer olmayan yöntemler ise bütün yapı tipleri için uygundur. Burada geçen lineer olamam hali lineer olamayan malzeme ve geometrik non-lineer olmayı ifade etmektedir. Ancak bu yöntemler arasında uygulanması diğerlerine göre daha basit olan lineer statik analizdir. Bu yöntem statik itme analizi olarak da bilinir.

Bir yapının deprem yükleri altında göstereceği yer değiştirmeler ve şekil değiştirmeler esas alınarak değerlendirilen davranışı, o yapının deprem performansı olarak adlandırılır.

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.

Deprem etkisi altında performansın değerlendirilmesi için genel olarak iki farklı ölçüt geçerlidir.

- Dayanıma göre performans: doğrusal elastik yöntemle analizi yapılan yapıların değerlendirilmesinde, bulunan iç kuvvetler ile elde edilen “*Dayanım Talebi*”nin “*Dayanım Kapasitesi*”yle karşılaştırılması esasına dayanır.

- Şekil değiştirmeye göre performans: Yapıda deprem yükleri altında oluşacak şekil değiştirmeler, yapı elemanlarının şekil değiştirme kapasiteleriyle karşılaştırılarak deprem yükleri altında plastik şekil değiştirmeler oluşup oluşmadığı ve bunların ne düzeylerde kaldığı incelenmektedir. Deprem etkisi altında meydana gelebilecek olası hasarın doğrudan tahmin edilebilmesini sağlaması bakımından doğru ve gerçekçi olan bir değerlendirme yaklaşımıdır (Aydınoğlu, 2005).

6.1. Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri

Köprünün değerlendirilmesinde önce köprüye etki ettirilecek deprem büyüklükleri tanımlanmıştır bunlar S1, S2 depremlerinin yanı sıra doğrusal elastik analizde kullanılacak olan Tasarım Depremi'dir. Sadabad II viyadüğünün analizinde kullanılacak bu depremler için özel olarak hazırlanmış spektrumlar kullanılmıştır, (İpek ve Pakdamar, 2007).

Köprü için kullanılacak performans seviyelerinin ise “Minimum” veya “Kontrollü Hasar” performans düzeyleri olması istenmektedir, (Aydınoğlu, 2005).

Tanımlanan deprem büyüklükleri;

- S1 Depremi; Bu düzeyindeki depremin 50 yılda asılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıl olup öngörülen deprem, ilgili köprü veya viyadüğün servis ömrü boyunca görmesi olasılığı çok yüksek olan bir deprem düzeyini temsil etmektedir. Bu deprem düzeyinde köprü ve viyadüklerin, neredeyse ihmal edilebilecek mertebede, minimum hasar görmelerine izin verilmektedir. Bu durumda yapı, depremden hemen sonra tüm performansı ile hizmet verebilecek durumda olmaktadır.
- Tasarım depremi; Köprülerin projelendirildiği deprem seviyesidir ve bu deprem seviyesinde elemanlarda oluşacak hasarların, kolayca incelenip onarılabilecek düzeyde olması istenir. Doğrusal elastik analizde kullanılacak bu deprem düzeyinin 50 yılda asılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır. İlgili köprü veya viyadüğün servis ömrü boyunca görmesi olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli bir deprem hareketini ifade etmektedir.
- S2 Depremi; Bu deprem düzeyinin 50 yılda asılma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır. Servis ömrü boyunca yapının bu depremi

görmesi olasılığı çok düşük olup en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. Bu düzeydeki depremin Spektrumu Tasarım depreminin yaklaşık 1.5 katıdır.

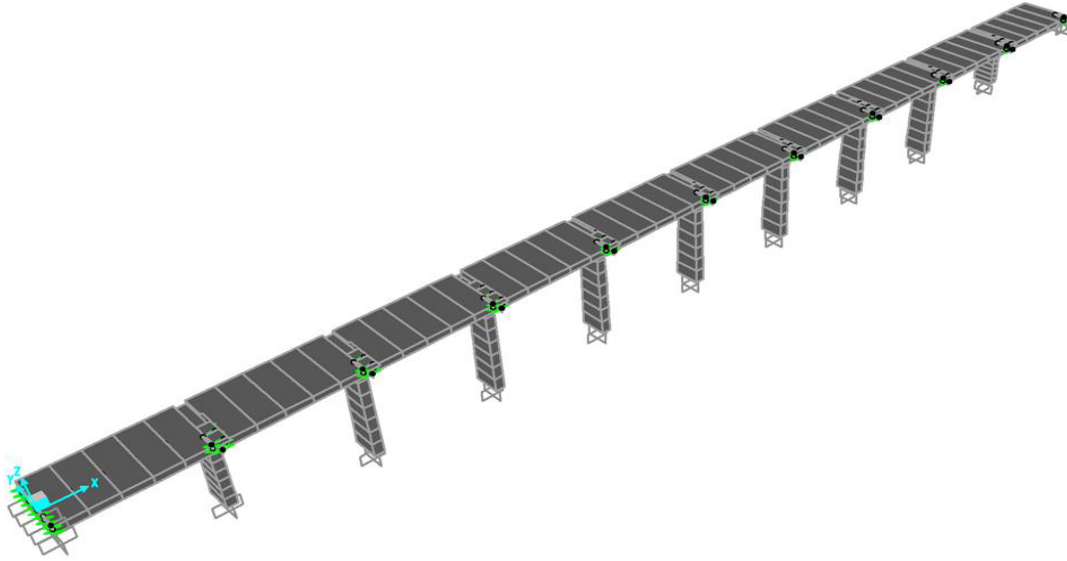
S2 depremine maruz kalmış bir yapıda hasarların belirli düzeylerle sınırlandırılmış olması gerekmektedir. Bunun için yapı elemanlarında meydana gelen plastik şekil değiştirmelerin belirli sınırlar içinde kalması beklenir. Yapının göçmesi kesinlikle istenmez, yapıda görülecek hasar onarılabilecek düzeyde kalmalıdır. Yapının bu deprem etkisi altında kontrollü hasar performans düzeyini göstermesi beklenir.

7. DOĞRUSAL ELASTİK ANALİZ

7.1. Doğrusal Elastik Analiz ile İlgili Açıklamalar

Analizde öncelikle bölüm 4’te hesaplanan kesit özelliklerine sahip elemanlar çubuk elemanlar olarak köprünün geometrisine uygun olarak modellenmiştir. Modellemede önce başlık kirişleri modellenmiş, daha sonra başlık kirişlerinin tabliye ve döşeme kesitleriyle birleştirilmesi ve en son son ayaklarla üstyapı elemanları fiktif elemanlarla birleştirilmiştir.

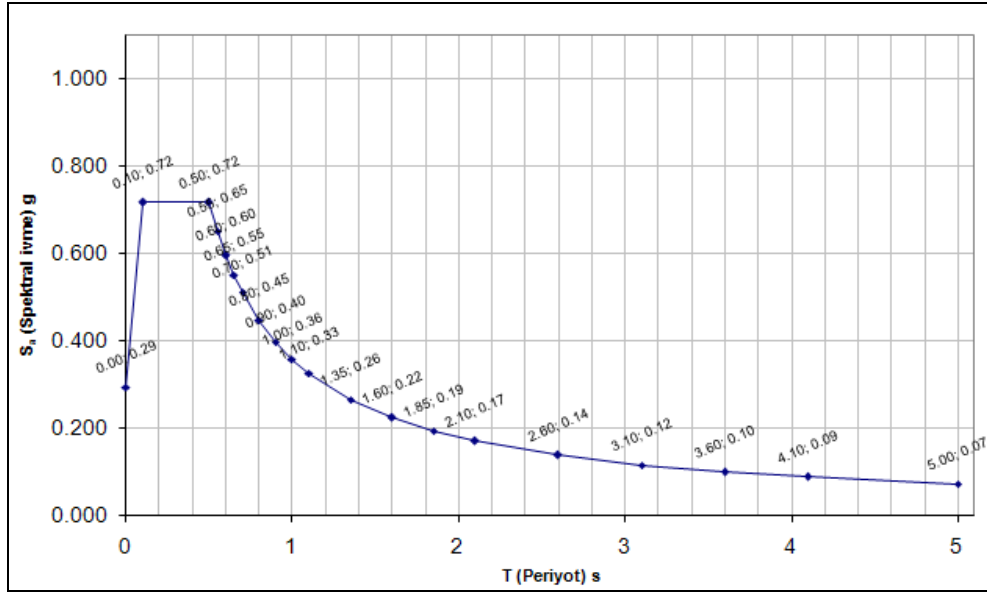
Ayaklar temel üst kotuna kadar modellenmiştir. Ayak alt uçları ankastre alınarak çözülmesi sonucunda ayak alt uçlarından temele aktarılacak kesit tesirlerinin görülerek irdelenmesi amaçlanmıştır.



Şekil 7.1: Viyadük modelinin genel görünüşü

Modelde sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm yapan Sap2000 programı kullanıldığı için, gerçeğe daha yakın çözüm sonuçları elde etmek amacıyla; köprünün kütlelerinin de düğüm noktalarında toplanarak çözüme gidildiği de düşünülürse modelimizdeki çubuk elemanların her biri belli sayıda parçalara bölünmüştür.

Köprü için, zemin sınıfı AASHTO Division 1A 3.5' e göre “II” dir. Buna göre Bölüm 1’de tanımlanmış olan benzeştirilerek oluşturulmuş tasarım depremi, zemin parametrelerine bağlı olarak, Sadabad II viyadüğü için özel olarak hazırlanmış ve deprem spektrumu olarak girilmiştir. Bu deprem spektrumu altında köprü elemanlarının kuvvete dayalı analizi yapılmıştır. Kesit tesirleri bu deprem yükleri altında okunmuştur ve kesit dayanımları ile karşılaştırılmıştır. Tasarım depremi olarak tanımlanan spektral ivme – periyot grafiği Şekil 7.2’de gösterilmiştir.



Şekil 7.2: Tasarım depremi için benzeştirilerek oluşturulmuş
“spektral ivme–periyot spektrumu”

Köprü SAP 2000 ile modellendikten sonra kendi ağırlığı altında analizi yapılmıştır. Depremlili durum kombinasyonlarında AASHTO 2002 Çizelge 3.22.1A’ya (Şekil 7.3) göre köprü tasarımında hareketli yükler katılmamıştır.

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GROUP	γ	β FACTORS													%
		D	(L+I) _D	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
LOAD FACTOR DESIGN	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	150
	X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100
	I	1.3	β_D	1.67*	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1
	X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	Culvert

Şekil 7.3 : AASHTO 2002; Çizelge 3.22.1A dan alınan çizelge

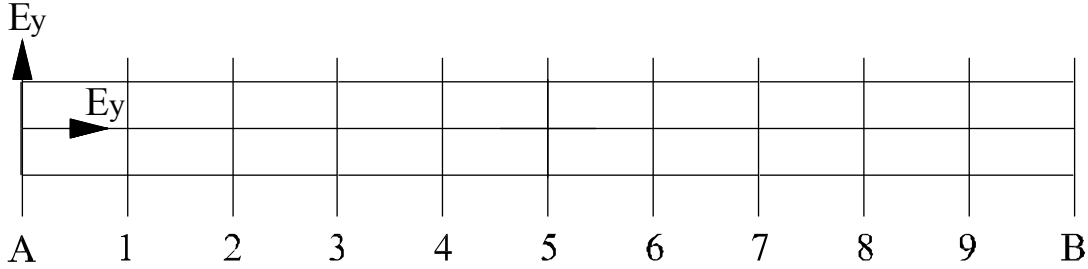
Ayıklarda çatlamış kesit rijitlikleri kullanılarak çözüme gidilmiştir. Bunun için, XTRACT programına ayak kesitleri girilmiş ve üzerine etki ettirilen ölü yükler sonucunda, doğrusal olmayan analizde de kullanılacak olan, moment-eğrilik bağıntıları yardımıyla çatlamış kesit rijitlikleri buradan okunmuştur, kullanılacak yükler için ise SAP2000 modelinde bir ön çözüm yapılmıştır.

Çizelge 7.1: Ayak kesitlerinin çatlamış rijitlikleri

AKS NO	NORMAL KUVVET	BOYUNA YONDE	ENİNE YONDE	SAP 2000'E GİRİLECEK ÇATLAMIS KESİT ATALET KATSAYILARI	
	kN	Nm ²	Nm ²		
1	29230	1.25E+11	6.76E+11	0.240938	0.296306
2	33810	1.34E+11	7.98E+11	0.244797	0.299560
3	33490	1.34E+11	8.02E+11	0.244000	0.298221
4	34330	1.34E+11	8.09E+11	0.243472	0.298933
5	34490	1.34E+11	8.10E+11	0.242947	0.297424
6	34810	1.35E+11	8.18E+11	0.243969	0.297544
7	33750	1.34E+11	8.07E+11	0.243209	0.297256
8	33840	1.34E+11	7.99E+11	0.244797	0.299936
9	25910	1.16E+11	5.73E+11	0.233788	0.285226
AYAK ÜST UÇ	19404	7.88E+10	3.39E+11	0.174756	0.220277

7.2. Doğrusal Elastik Analiz

Deprem yükleri doğrusal olarak modellenen viyadük modelinde köprünün boyuna ve enine yönde etki ettirilmiştir, (Şekil 7.4).



Şekil 7.4 : Viyadük modelinde uygulanan deprem doğrultuları

Doğrusal Analiz olarak modların birleştirilmesi yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde deprem kuvvetleri birden fazla mod için hesaplanarak, kesit etkileri ayrı ayrı hesaplanır, daha sonra bu etkiler mod etkilerinin birleştirilmesi yöntemleri kullanılarak yönetmeliklere uygun şekilde birleştirilir, (Celep, 2008). Modal kütle katılımının %90'ın altında kalmaması için viyadük doğal titreşim periyotları SAP2000 kullanılarak RITZ vektörü yöntemiyle belirlenmiştir.

Tabliye ayaklara basit oturmakta olup her bir ayak konsol şekilde çalışmaktadır. En büyük kesit tesirleri ayak alt ucunda meydana gelmektedir. Ayaklarda ani kesit değişimi ve donatı azaltması yoktur; ancak sargı donatısının azaltılması dayanımı etkilemektedir; sargı donatısının azaltıldığı kesitler temel üst kotundan 2.40m yukarıda yapılmıştır. Kesit tesirlerinin özellikle ayak momentinin bu kota kadar azaldığı da düşünüldüğünde yalnızca ayak alt uçlarından kesit tesirleri okunmuştur.

Elde edilen en olumsuz (P) normal kuvvetleri altında XTRACT Programına girilmiş ayak kesitleri üzerinde çizilen moment etkileşim diyagramı ile ayak kesit kapasiteleri hesaplanmış ve bu değerler kesit tesirleri ile karşılaştırılmıştır. Ayak kesit kapasiteleri hesaplanırken etkileşim diyagramlarından okunan kesit kapasiteleri AASHTO' ya göre %30 arttırılmıştır, ($\Phi=1.3$). Bu kapasite değeri, kesitin plastik şekil değiştirme kapasitesi dahil taşıyabileceği en büyük moment değeridir.

Kapasite değerleri elde edildikten sonra, en elverişsiz kesit tesirleri ve kesit kapasiteleri kullanılarak Etki / kapasite (r) olarak tanımlanan değerler aşağıdaki formülle hesaplanmıştır. Eğilme için etki / kapasite oranları, uygulanan deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesit artık eğilme momenti kapasitesine

$$r_{e/k} = \frac{M_{dep}}{M_u - M_{zati}} \quad (7.1)$$

Kirişler, her kirişte 2 başta 2 sonda olmak üzere, toplam 20 adet neopren yastık mesnet ile başlık kirişi üzerine oturmaktadır. Bu elastomer mesnet boyutları paftalardan görüldüğü gibi 450mm x 450mm x 134mm (elastomer içinde yer alan plakalar hariç net kauçuk yüksekliği $h_{\text{net}} = 114 \text{ mm}$) olarak verilmiştir. Elastomer mesnet yüksekliği ise köprü boyunca sabit ve ortalama bir değer olarak alınmıştır. Elastomer kayma modülü 1430 kN/m^2 olarak belirlenmiştir, (AASHTO 14.6.5.2, 2002).



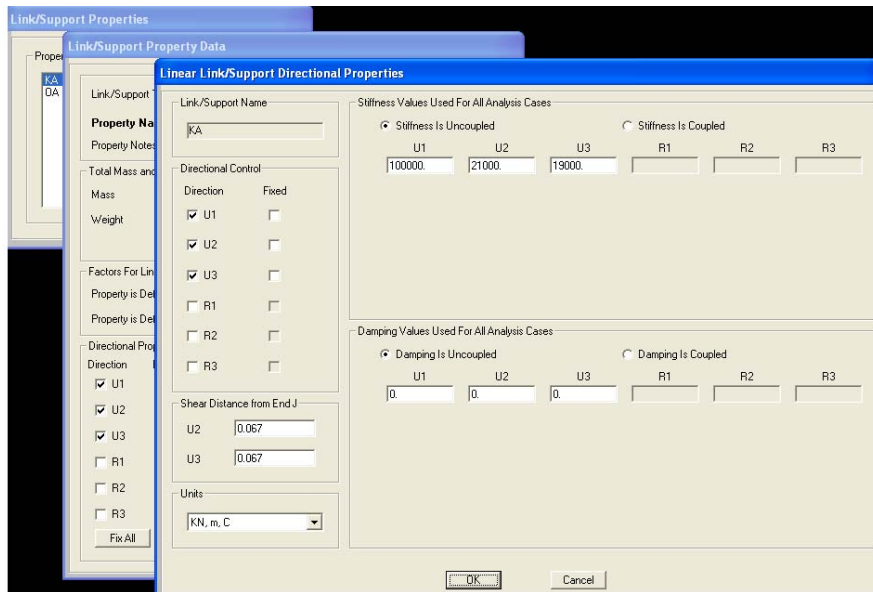
33

$$k_{elastomer} = \frac{G \times A_{elastomer}}{h_{net,elastomer}} \quad (8.1)$$

$$k_{elastomer} = \frac{0.45 \times 0.45 \times 1430}{0.114} = 2540.132 \text{ kN / m}$$

Kirişlerin her bir ucunda iki adet elastomer yer aldığından, paralel bağlı yaylar gibi çalışacağı için yanal ötelenme rijitliği: $k = 2 \times 2540.132 = 5080.264 \text{ kN/m}$

Alınarak iki adet elastomer mesnet tek bir mesnet olarak modellenmiştir ve özellikleri programa Şekil 7.6'daki gibi girilmiştir. Burada elastomer mesnet içinde yer alan çelik plakaların rijitliği önemli ölçüde etkilediği düşünülerek düşey yükler altında deformasyonun ihmal edilebilecek rijitlikte olduğu kabul edilmiştir ve U1 değeri yüksek bir rijitlik değeri olarak girilmiştir, (U1=1000000 kN/m). Ayrıca öngerilmeli kirişlerin oturduğu elastomerler arasında deprem takozlarının yer aldığı yuvalar mevcuttur ve tabliyenin hareketini boyuna ve enine yönde sınırlandırmaktadır. Analizlerde kirişlerin depremli durumda deprem takozlarına çarpmamalarını göz önünde bulundurmak için, mevcut paftalarda görüldüğü gibi enine doğrultuda en fazla 5 cm, boyuna doğrultuda en fazla 10 cm deplasman yapacak şekilde elastomer rijitlikleri ayarlanmıştır, (U2 – Köprünün boyuna yönde, U3 Köprünün enine yönde).



Şekil 7.6: SAP2000'de Elastomer mesnet tanımlaması

7.3. Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları

Viyadük derzlerle ayrılmış akslara ve yüksek ayaklara sahiptir. Bu şekilde 400 m gibi uzun bir güzergahta seyretmektedir; dolayısıyla hakim periyodlar derzlerle ayrılmış her kesimde farklı yönlerde çıkmaktadır.

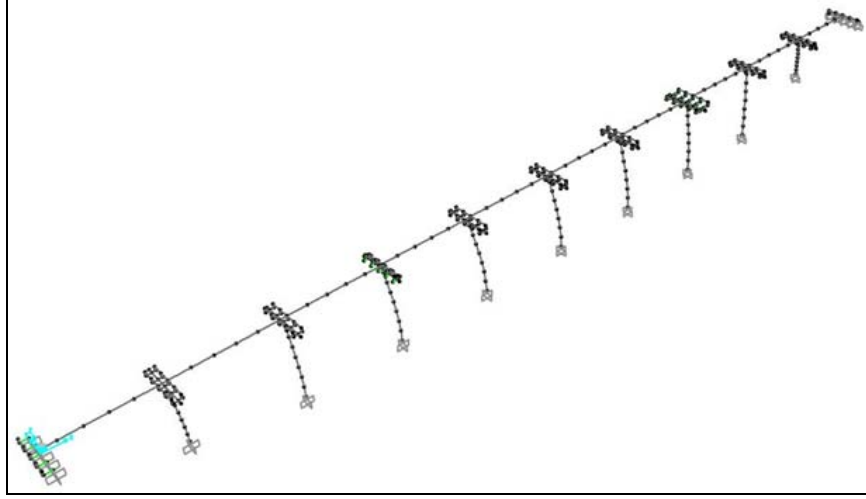
Viyadüğün 1. mod şekli boyuna 2. mod şekli enine yönlerde 3. mod ise yüksek ayakların bulunduğu, ara kısımda, derzlerle ayrılmış kesimde görülmektedir. Bunun yanında köprünün modal kütle katılım oranlarının ilk 3 periyot değeri için aynı kaldığı görülmektedir. Doğrusal elastik analizi yapılmış olan viyadük modelinin periyotları ve modal kütle katılım oranları Çizelge 7.1' de; ilk üç periyoduna ait mod şekilleri Şekil 7.7, Şekil 7.8 ve Şekil 7.9' da gösterilmiştir.

Lineer Analiz sonucu Sap2000'de bulunan 1. Mod'a ait periyod değeri ile, Bölüm 3'te yapılan periyod hesabı sonucu bulunan değerlerin birbirine çok yakın olduğu da görülmektedir.

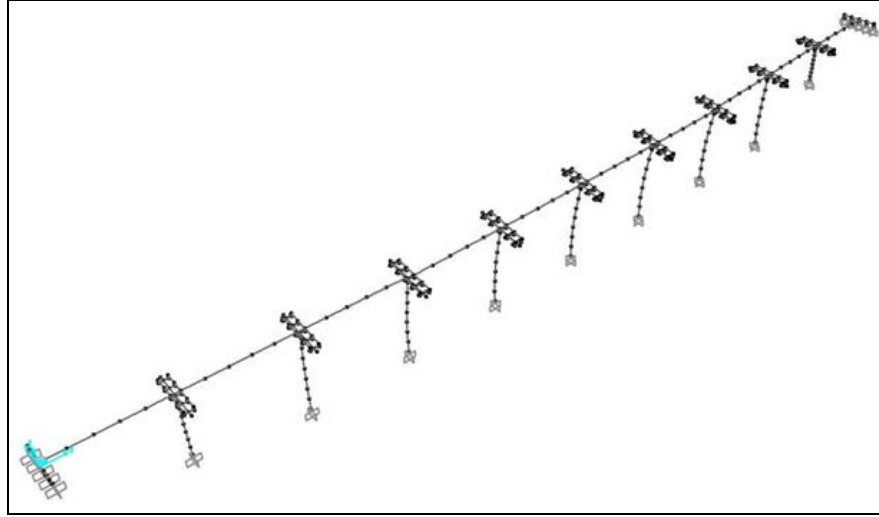
$$T = 1.86 \text{ sn} \sim 1.96 \text{ sn}$$

Çizelge 7.2: Viyadük modelinin periyodları ve modal kütle katılım oranları

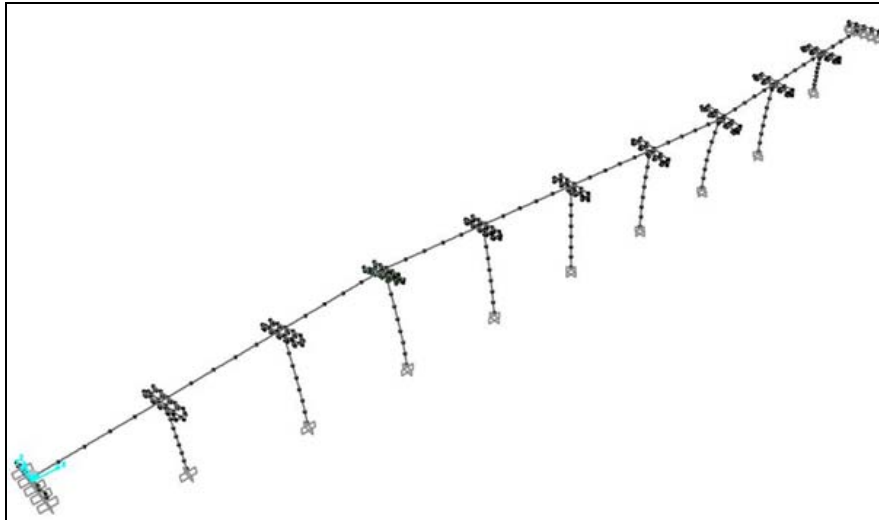
TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.9559	0.6524	0.0000	0.0000
MODAL	Mode	2	1.6505	0.6524	0.6139	0.4809
MODAL	Mode	3	1.5534	0.6524	0.6149	0.5547
MODAL	Mode	4	1.1250	0.6773	0.6149	0.5547
MODAL	Mode	5	1.1005	0.6773	0.6970	0.6093
MODAL	Mode	6	1.0313	0.8254	0.6970	0.6093
MODAL	Mode	7	0.9193	0.8254	0.6972	0.6602
MODAL	Mode	8	0.6976	0.8254	0.7674	0.6893
MODAL	Mode	9	0.6524	0.8254	0.7800	0.7854
MODAL	Mode	10	0.4976	0.8254	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	11	0.4772	0.8254	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	12	0.4707	0.8257	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	13	0.4688	0.8261	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	14	0.4641	0.8261	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	15	0.4405	0.8270	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	16	0.4337	0.8273	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	17	0.4238	0.8280	0.7825	0.7878
MODAL	Mode	18	0.4172	0.8280	0.7825	0.7881
MODAL	Mode	19	0.4108	0.8356	0.7825	0.7881
MODAL	Mode	20	0.4074	0.8782	0.7825	0.7881
MODAL	Mode	21	0.4072	0.8782	0.7826	0.7881
MODAL	Mode	22	0.3738	0.8782	0.7828	0.7881
MODAL	Mode	23	0.3485	0.8782	0.8349	0.8358
MODAL	Mode	24	0.3413	0.8782	0.8367	0.8370
MODAL	Mode	25	0.3312	0.8854	0.8367	0.8370
MODAL	Mode	26	0.3165	0.8854	0.8387	0.8386
MODAL	Mode	27	0.3041	0.8854	0.8438	0.8388
MODAL	Mode	28	0.2823	0.8930	0.8438	0.8388
MODAL	Mode	29	0.2635	0.8930	0.8456	0.8397
MODAL	Mode	30	0.2618	0.8982	0.8456	0.8397
MODAL	Mode	31	0.2495	0.9243	0.8456	0.8397
MODAL	Mode	32	0.2395	0.9256	0.8456	0.8397
MODAL	Mode	33	0.2367	0.9256	0.8529	0.8543
MODAL	Mode	34	0.1939	0.9256	0.8853	0.8938
MODAL	Mode	35	0.1860	0.9256	0.9244	0.9133
MODAL	Mode	36	0.1732	0.9284	0.9244	0.9133
MODAL	Mode	37	0.1565	0.9355	0.9244	0.9133
MODAL	Mode	38	0.1391	0.9355	0.9332	0.9151
MODAL	Mode	39	0.1189	0.9609	0.9332	0.9151
MODAL	Mode	40	0.1044	0.9609	0.9634	0.9445
MODAL	Mode	41	0.0986	0.9701	0.9634	0.9445
MODAL	Mode	42	0.0690	0.9701	0.9850	0.9584
MODAL	Mode	43	0.0665	0.9884	0.9850	0.9584
MODAL	Mode	44	0.0417	0.9884	0.9993	0.9720
MODAL	Mode	45	0.0395	0.9995	0.9993	0.9720



Şekil 7.7 : Viyadük Modelinde 1. Mod Şekli



Şekil 7.8 : Viyadük Modelinde 2. Mod Şekli

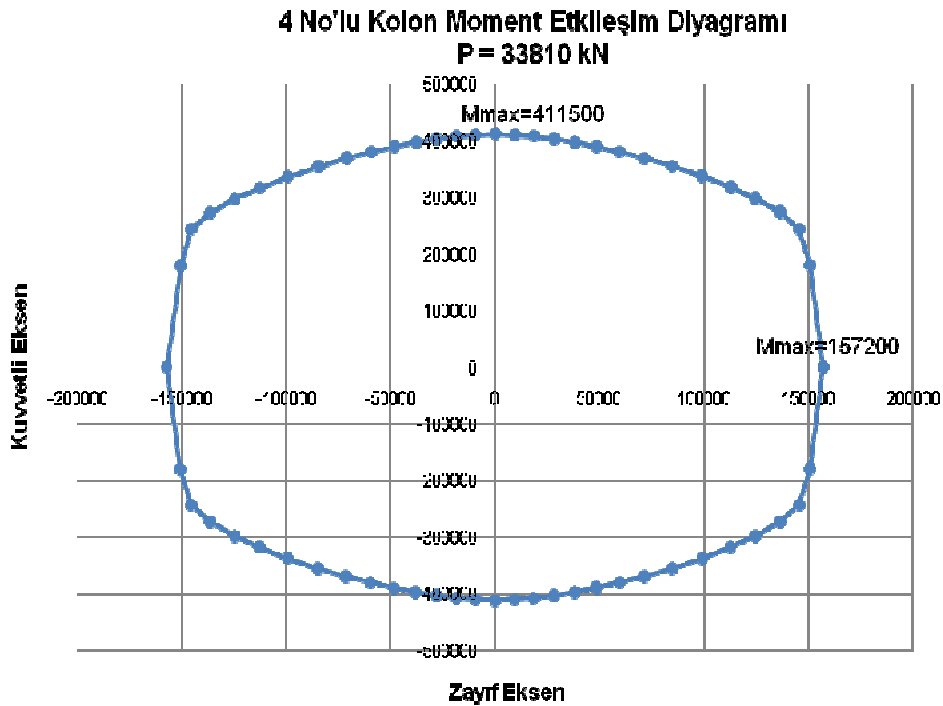


Şekil 7.9 : Viyadük Modelinde 3. Mod Şekli

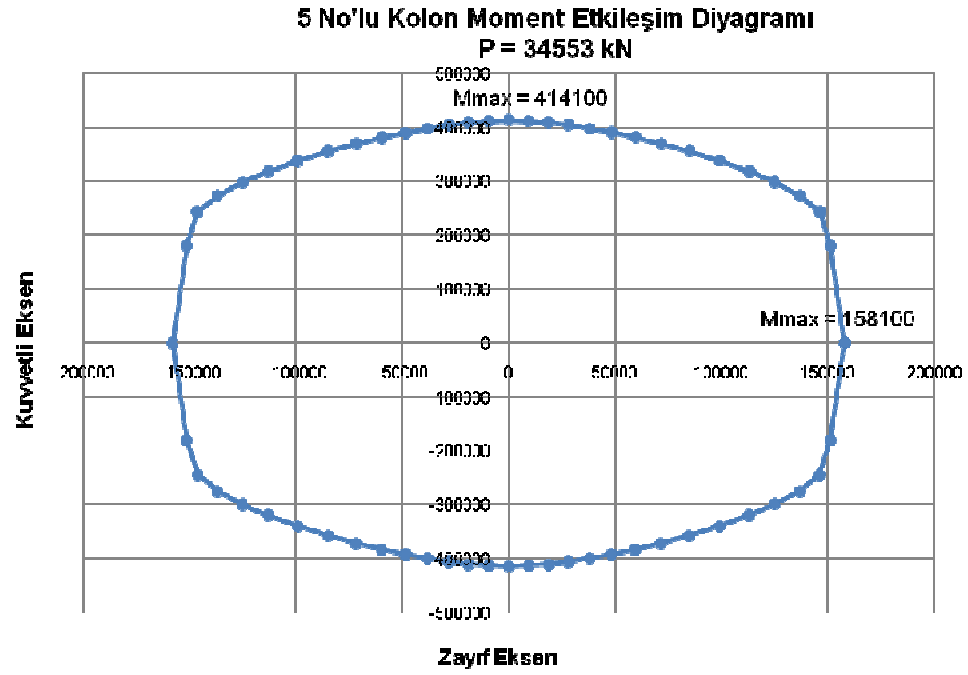
Daha önce de bahsedildiği gibi ayak kesit kapasiteleri hesaplanırken ayak kesitlerinin en elverişsiz normal kuvvetleri altında, pekleşmeli kapasitelerinin belirlenmesi için etkileşim diyagramlarından okunan kesit kapasitelerinin, AASHTO' ya göre %30 artırılacağı belirtilmiştir. Tasarım depremi altında köprünün davranışı ve bu davranışı sergilerken ayaklarda oluşan iç kuvvetlerin en olumsuzları Çizelge 7.3' de verilmiştir. Buna göre ortaya çıkan moment etkileşim diyagramları ve ayak kapasite değerleri aşağıda gösterilmiştir. Bu kapasite değerleri daha sonra 1.3 katsayısıyla çarpılıp artırılmıştır, (AASHTO, 2002).

Çizelge 7.3 : Viyadük ayakları en elverişsiz kesit tesirleri

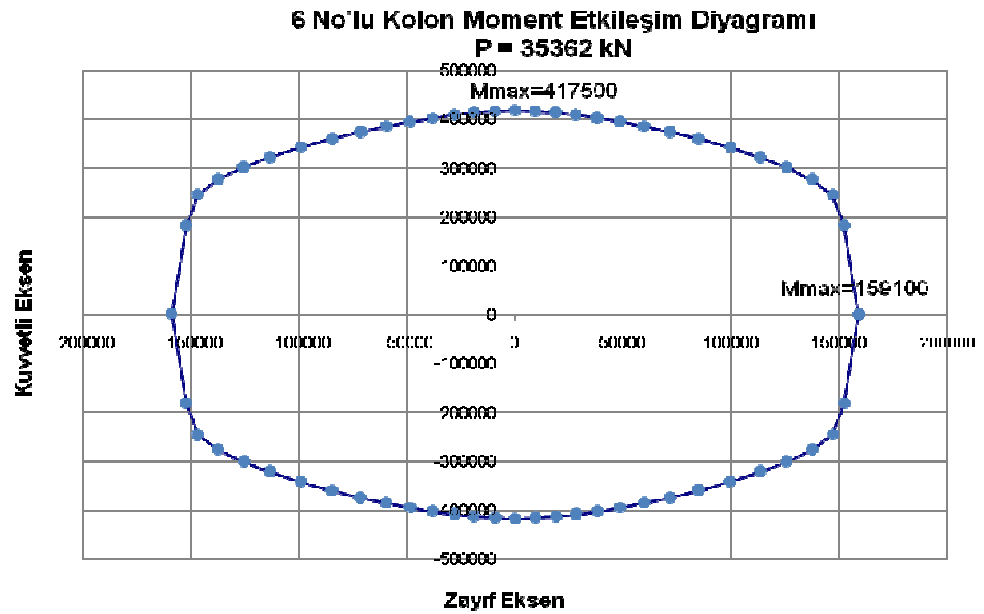
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
392	4.80343	COMB1	-33809.92	4031.53	2105.27	44.66	66792.63	81993.69
399	4.869	COMB2	-34553.02	-1174.38	-7151.63	-57.99	-226686.40	-24073.35
406	4.94971	COMB1	-35362.29	-3812.75	-2045.34	-57.98	-65530.86	-78984.01
427	2.212	COMB1	-25293.58	5361.44	1575.00	365.08	27524.97	76749.62
427	2.212	COMB2	-26087.21	-1602.34	-5250.00	-1216.93	-91749.90	-23307.34



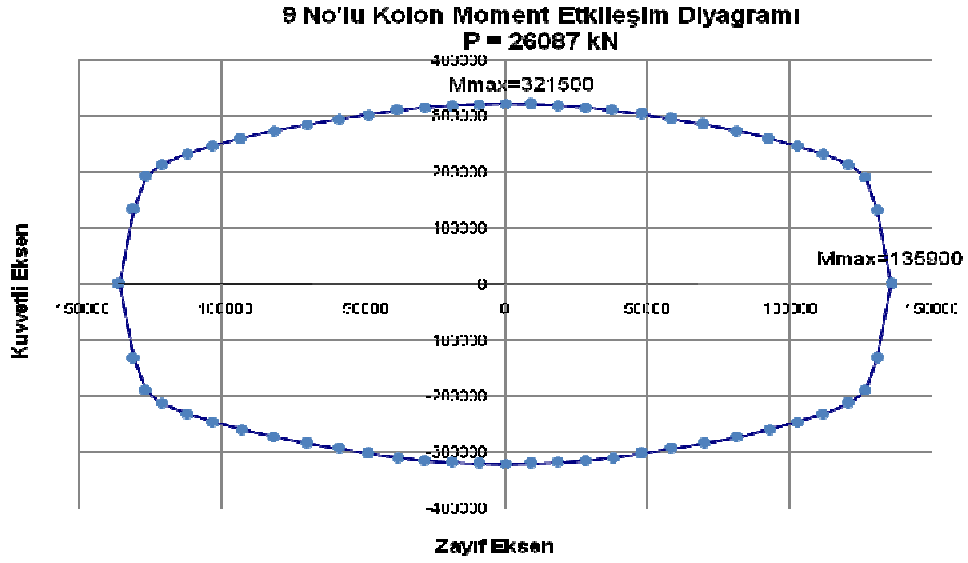
Şekil 7.10 : 33810 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.11 : 34553 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.12 : 35362 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.13 : 26087 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı

Bu diyagramlar XTRACT Programına girilen ayak kesitleri üzerine etki ettirilen normal kuvvetler altında alınan değerlerin Excel Çizelgelerine aktarılması ile oluşturulmuştur. Yapılan hesaplarda ayakların pekleşmeli kapasiteleri dikkate alınmıştır.

Viyadüğün doğrusal elastik olarak analizi yapılırken köprüdeki hasar düzeyinin belirlenmesinde “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Çizelge 7.3” de belirtilen etki / kapasite oranları dikkate alınmıştır. Bunun için ayak normal kuvvet değerleri ve kesme kuvveti değerleri de Çizelge 7.4’teki formüller dikkate alınarak etki / kapasite oranları belirlenmiş ve belirtilen etki / kapasite değerlerinin hangi aralıkta kaldığına bakılmıştır. En olumsuz kesit tesirlerinin karşılıklarında yer alan bütün kesit tesirleri dikkate alınarak ‘DBYBHY’ nin Çizelge 7.3’üne” göre düzenlenmiş ayak kesit tesirlerine karşılık elde edilen ayak etki / kapasite oranlarının minimum hasar düzeyinin bile altında kaldıkları Çizelge 7.3’ de görülmektedir.

Çizelge 7.4: Viyadükte ayak etki / kapasite oranları ($\Phi=1.3$)

AYAK AKS	P	Ayak Enine Kapasitesi	Ayak Boyuna Kapasitesi	$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Etki Kapasite Oranları	
						Enine	Boyuna
4	kN	kNm	kNm				
5	-33809.923	534950	204360	0.07	0.12	0.12	0.40
6	-34553.016	538330	205530	0.07	0.04	0.42	0.12
9	-35362.293	542750	206830	0.07	0.06	0.12	0.38
9	-25293.581	415350	175500	0.06	0.18	0.07	0.44

Çizelge 7.5 : DBYBHY Çizelge 7.3'e göre etki / kapasite sınır değerleri

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

Ayaklar her iki doğrultuda da konsol olarak çalıştığından, zati yükler altında moment oluşmadığı görülmüştür. Bu yüzden ayakların etki / kapasite oranlarının belirlenmesinde depremli durum kombinasyonlarından elde edilen moment değerleri kullanılmıştır; ancak ayak etki kapasite oranları en elverişsiz kesit tesirlerine göre hesaplandığında bile tasarım depremi altında yapılan çözüme göre viyadük ayaklarının tümünün minimum hasar sınırının altında kaldığı minimum hasar bölgesinde olduğu görülmektedir.

Dayanım bazlı yapılan bu analiz neticesinde viyadük, depremden hemen sonra tüm performansı ile hizmet verebilecek durumdadır. Sonuç olarak Sadabad II Viyadük ayaklarının güvenli durumda olduğu, güçlendirmeye gerek duyulmadığı da söylenebilir.

8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

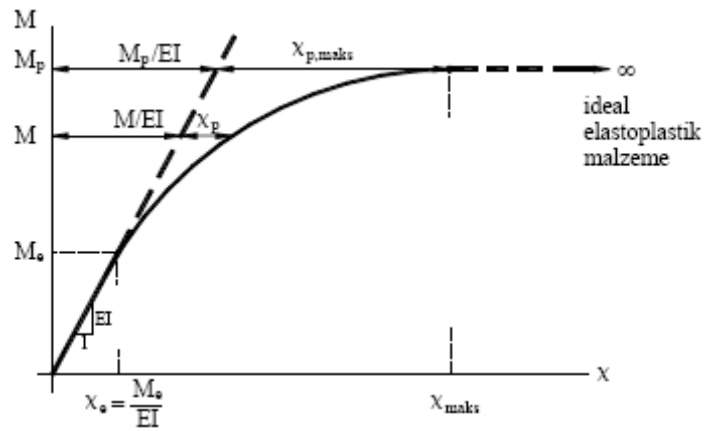
8.1. Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi

Köprünün doğrusal olmayan analizinde, yani statik itme analizinde kullanılmak üzere Plastik Mafsal Hipotezi'nden yararlanılmıştır.

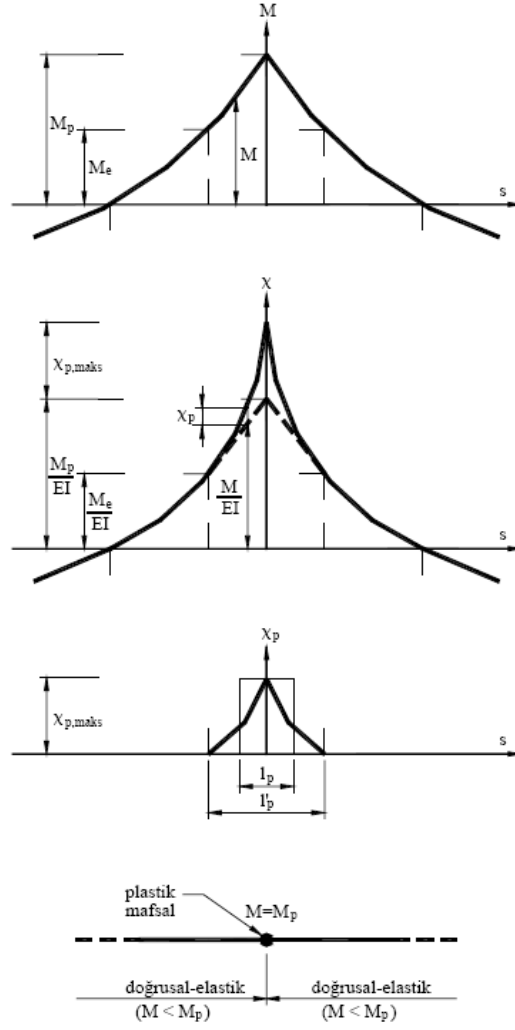
8.1.1. Plastik mafsal hipotezi

Köprünün doğrusal olmayan analizinde plastik mafsal teorisinden yararlanılacaktır. Köprü ve viyadüklerin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde, geleneksel plastik mafsal hipotezinden yararlanılması öngörülmektedir. Plastik mafsal hipotezi, köprü ve viyadüklerde deprem etkisi altında yapılan doğrusal olmayan analiz ile şekil değiştirmeye göre performans değerlendirmesi uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu hipotez toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir plastik mafsal adı verilen belirli kesitlere yayıldığı sistemlerde, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayımına dayanır.

Gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısı Şekil 8.1'de verilen bir düzlem çubuk elemanın belirli bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekil değiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekil değiştirmeler Şekil 8.2'de görülmektedir.



Şekil 8.1: Eğilme momenti-eğrilik diyagramı

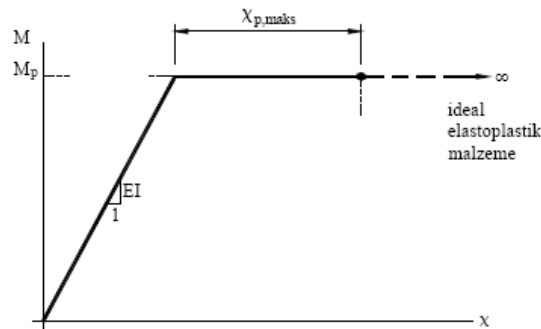


Şekil 8.2: Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler

Şekil 8.1’de verilen moment-eğrilik diyagramını aşağıdaki bağıntılara göre İki doğru parçasından teşkil edilecek şekilde idealleştirilebilir, (Şekil 8.3).

$$M \leq M_p \quad \text{ için } \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (8.1)$$

$$M = M_p \quad \text{ için } \quad \chi \rightarrow \chi_{p,maks} \quad (8.2)$$



Şekil 8.3: İdeal Moment-Eğrilik Diyagramı

Burada ϕ_p plastik mafsalın dönmesi olmak üzere, plastik şekil değiştirmelerin çubuk elemanı üzerinde l'_p uzunluğundaki bir bölgeye yayıldığı varsayılmaktadır. Plastik mafsalın bu dönmesi, dönme kapasitesi adı verilen bir sınır değere ulaştığında büyük plastik şekil değiştirmeler meydana geleceği için kesit kullanılmaz hale gelebilir. Diğer bir deyişle kesit göçer, (Özer, 2008).

$$\text{Dönme kapasitesi: } \phi_{p, maks} = \int_{L'_p} \chi_p ds \quad (\chi_p \rightarrow \chi_{p, maks} \text{ olduğu zaman}) \quad (8.3)$$

8.1.2. Plastik mafsal boyu

Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin toplandığı plastik mafsal kesitlerinde, plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği kesitler belli bir uzunlukta olmaktadır. Caltrans Seismic Design Criteria 7.6.2’de bunun için deneysel bir bağıntı yer almaktadır. Buna göre,

f_{ye} : Donatı çeliği akma dayanımı (MPa)

d_b : Boyuna donatı çapı (mm)

L_p : Plastik mafsal boyu (mm)

H : Konsol ayak boyu (mm)

Olmak üzere viyadüğün ayakları için plastik mafsal boyu aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

$$L_p = 0.08H + 0.022 f_{ye} d_b \geq 0.044 f_{ye} d_b \quad (8.4)$$

Köprünün doğrusal olmayan analizlerinde, olası plastik mafsal kesitleri hesaplanarak bu formül ile her ayak elemanına ait plastik mafsal boyları ayrı ayrı hesaplanmıştır. Plastik mafsal oluşumu beklenen en müsait kesitler ayak alt uç noktaları olmaktadır. Sadabad II viyadüğü ayaklarında hesaplanan plastik mafsal boyları her aks ayakları için hesaplanarak Çizelge 8.2’ de hesap değerleriyle birlikte verilmiştir. Belirtilen bu değerler SAP2000 hesap programında çubuk elemanlara plastik mafsal uzunlukları olarak girilmiştir.

Çizelge 8.1: Plastik mafsalları boyları

Ayak Alt Ucundaki Plastik Mafsalları					
Aks	L	f _{ye}	d _{bl}	L _p	
	(mm)	(MPa)	(mm)	(mm)	
1	22888	420	32	2126.72	> 591.36
2	32527	420	32	2897.84	> 591.36
3	33272	420	32	2957.44	> 591.36
4	33624	420	32	2985.6	> 591.36
5	34083	420	32	3022.32	> 591.36
6	34648	420	32	3067.52	> 591.36
7	33820	420	32	3001.28	> 591.36
8	32599	420	32	2903.6	> 591.36
9	15484	420	32	1534.4	> 591.36

Viyadük ayakları konsol olarak çalışmaktadır. Konsol olarak modellenen ayaklarda yatay yükler altındaki küçük yer değiştirmelerde normal kuvvetin değişimi göz önüne alınmayacak kadar küçüktür. Bu nedenle köprüde normal kuvvetler ölü yükler altında okunmuştur. Buna göre her bir plastik mafsall kesitinde düğüm noktaları oluşturularak, XTRACT programı yardımıyla elde edilecek moment-eğrilik diyagramlarına girilecek normal kuvvetlerin modelden okunması kolaylaştırılmıştır.

8.1.3. Doğrusal olmayan elastik yöntemde kullanılan beton modeli – mander beton modeli

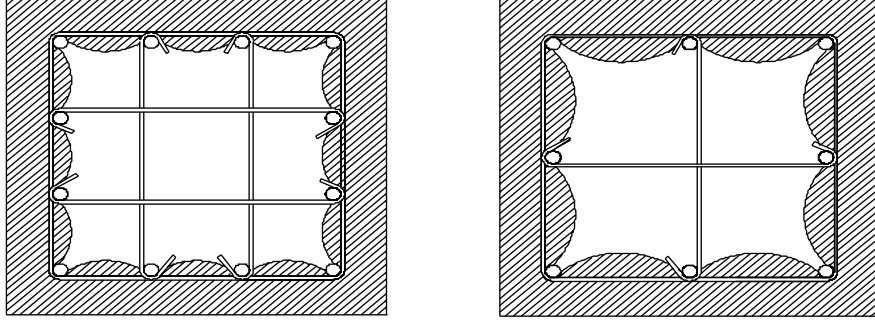
Kesitin üç bileşenden oluştuğu düşünülmüştür. Bunlar kabuk betonu, gövde betonu ve donatı çeliğidir. Bunlar için Xtract programı içindeki malzeme modelleri Mander ve Priestley tarafından önerildiği şekilde tanımlanmıştır. Sargılı betonun gerilme şekil değiştirme bağıntısı DBYBHY’ de de aynı şekilde tanımlanmıştır.

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekil değiştirmesi ϵ_c ’nin fonksiyonu olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmektedir:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (8.5)$$

Bu bağıntıdaki sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasında etkili sargılama basıncını ifade eden λ_c şeklinde tanımlanmış ilişki aşağıda verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co}; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (8.6)$$



Şekil 8.4: Sargılama etkisi

ρ_x ve ρ_y ; x ve y doğrultularındaki hacimsel donatı oranlarını, a_i düşey donatıların eksenleri arasındaki mesafeyi, s etriye aralığını, A_s ise boyuna donatı alanını, b_o ve h_o ise betonarme elemanın boyutlarını göstermek üzere; k_e sargılama etkinlik katsayısı ;

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (8.7)$$

Şeklinde hesaplanır. f_e ; etkili sargılama basıncının dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için (f_{ex} ve f_{ey}) denklem (8.8) ve denklem (8.9) ile hesaplanan değerlerin ortalaması olarak alınabileceği belirtilmiştir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad (8.8)$$

$$f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (8.9)$$

Betonun birim şekil değiştirmesinin gerilme ile ilişkisini göstermek için kullanılacak bağıntılar ise aşağıda verilmiştir.

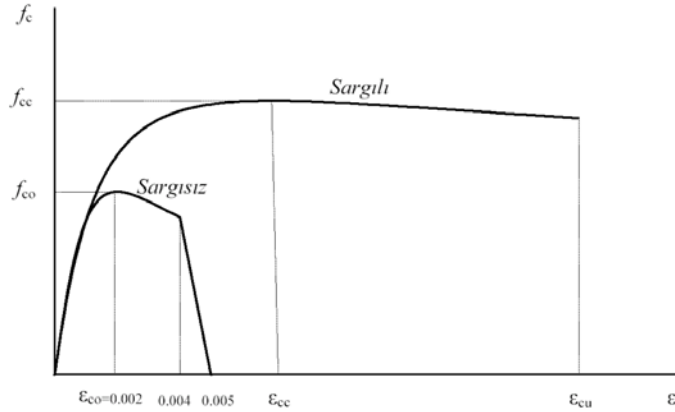
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)]; \quad \varepsilon_{co} \cong 0.002 \quad (8.10)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} ; \quad E_c \cong 5000 \sqrt{f_{co}} \text{ [MPa]}; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (8.11)$$

ρ_s hacimsel donatı oranını ve ε_{su} enine donatı çeliğinin en büyük gerilme altında yapabileceği en büyük uzama şekil değiştirmesini ifade etmek üzere sargılı betonun maksimum şekil değiştirme kapasitesi ε_{cu} aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

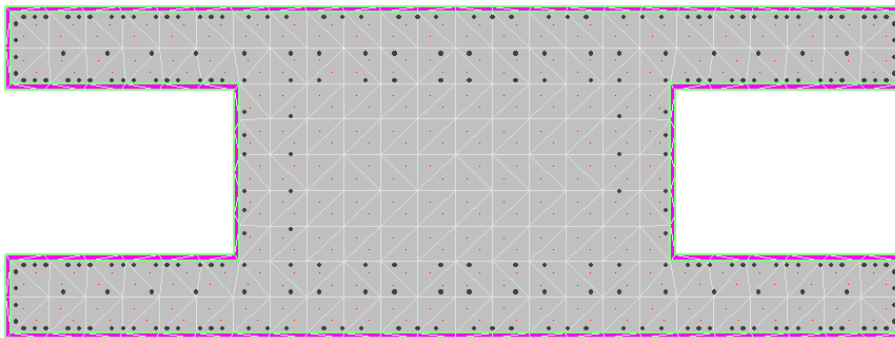
$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (8.12)$$

Bu bağıntıdaki ε_{su} değerinin 0.02 den büyük elde edildiği durumlara özellikle dikkat edilmelidir. Bu durum gerçeği yansıtmamaktadır. Bu yüzden $\varepsilon_{su} \leq 0.02$ olarak önerilebilir. Sargılamanın etkisi DBYBHY 2007’de Priestley ve Mander tarafından tanımlanan şekliyle Şekil 8.5’te gösterilmiştir.



Şekil 8.5: Sargılı ve sargısız beton dayanımlarının değişimleri

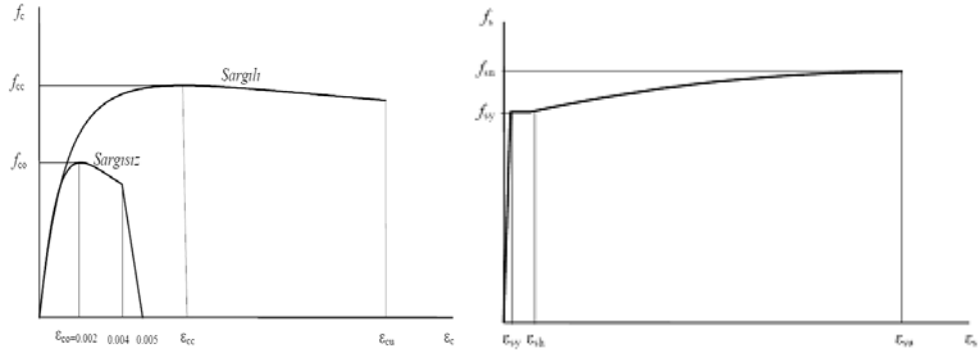
Plastik mafsal kesit özelliklerinin belirlenmesinde sargılı ve sargısız beton malzeme özellikleri paspayı, çekirdek betonu ve donatı için bu modele uygun olarak belirlenmiş ve XTRACT programındaki kesitlere veri olarak girilmiştir. Ayak enkesitleri değişken olduğu için her aks için Şekil 8.6’deki gibi ayak enkesitleri oluşturulmuştur. Doğrusal Analiz sonucu plastik mafsal oluşacak düğüm noktalarındaki normal kuvvetler okunmuş ve bu normal kuvvetler altındaki moment eğrilik ilişkileri, çatlamış kesit rijitlikleri gibi değerler XTRACT programı yardımıyla hesaplanmıştır.



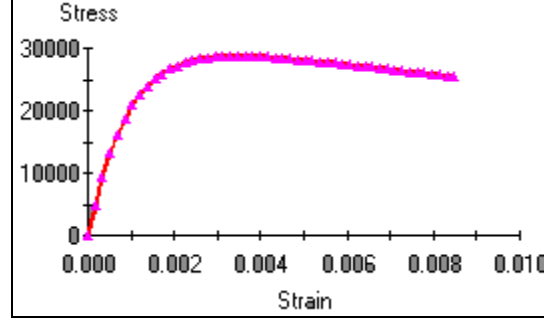
Şekil 8.6: XTRACT Programı ayak enkesiti

Plastik mafsal oluşacak kesitlerin özellikleri; plastik mafsal oluşması beklenen kesitlerin geometrisi, pas payları, beton ve donatı sınıfı, sargılama durumu gibi parametreler belirlenerek XTRACT programına girilmek üzere hazırlanmıştır. Buna göre; beton modeli olarak Şekil 8.8’te C25 için kullanılan malzeme tanımı görülmektedir.

DBYBHY, 2007 (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik) de belirtilen sargılı ve sargısız beton gerilme – basınç şekil değiştirmesi grafiği ile çelik uzama şekil değiştirme – gerilme grafiği aşağıdaki gibidir, (Şekil 8.7).



Şekil 8.7: Beton ve donatı çeliği gerilme – şekil değiştirme diyagramları



Şekil 8.8: Mander Modeline göre tanımlanmış sargılı C25 ayak dayanımı

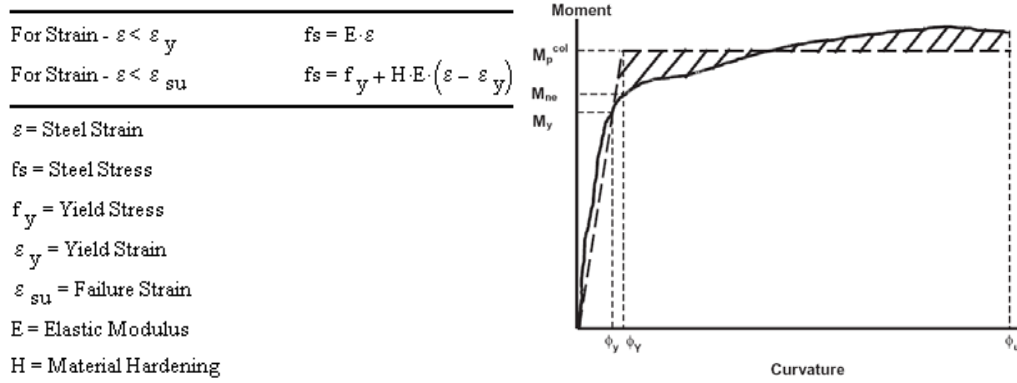
Donatı çeliği için de pekleşmeli durum göz önüne alınmıştır. Akma uzama ve kopma uzama değerleri de DBYBHY 7.B2 de tanımlandığı gibi alınmıştır, (Çizelge 8.2). St-III için akma dayanımı 420 Mpa ve kopma dayanımı 550 Mpa olarak değerlendirilmiştir.

Çizelge 8.2: Donatı çeliği karakteristik özellikleri

Kalite	f_{sy} (MPa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	f_{su} (MPa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550

8.1.4. Moment – Eğrilik ilişkisi ve çatlamış kesit rijitlikleri

Plastik mafsal kesitlerinin moment-eğrilik ilişkilerini elde etmek amacıyla kullanılan XTRACT programdaki moment-eğrilik ilişkileri eşit alanlar ilkesiyle aşağıdaki gibi elde edilmektedir, (Şekil 8.9).



Şekil 8.9: Bilineer halde moment – eğrilik ilişkisi

Sap2000 analizi sonucunda modele girilmiş olan plastik mafsalardan elde edilen plastik dönme değerleri ile plastik eğrilikler hesaplanıp moment eğrilik diyagramlarından okunan elastik eğrilik değerleri ile toplanarak toplam eğrilik değerleri bulunacaktır. Yine moment-eğrilik diyagramları kullanılarak bu eğriliklere karşı gelen şekil değiştirmeler ile yönetmeliğin öngördüğü limit şekil değiştirmeler karşılaştırılarak bu değerleri aşp aşmadığına bakılacaktır.

Köprüde ayaklar konsol olarak çalışmaktadır bu nedenle depremli durumda ayak üst uçlarının yer değiştirmeleri küçük olacağından ikinci mertebe etkileri ihmal edilebilecek düzeyde kalır; dolayısıyla normal kuvvet değişimi ihmal edilebilmektedir. Bu şekilde Viyadüğün zati ağırlığı altında Çizelge 8.1’ de boyları verilen plastik mafsal oluşması muhtemel kesitlerden, ayaklarda oluşacak normal kuvvetler okunmuş ve Çizelge 8.3’te gösterilmiştir. Bu çizelgedeki normal kuvvetler kullanılarak ta moment – eğrilik diyagramları elde edilmiştir. Bu şekilde zati yüklere karşı gelen belirli normal kuvvetler altındaki moment–eğrilik ilişkileri tanımlanabilir.

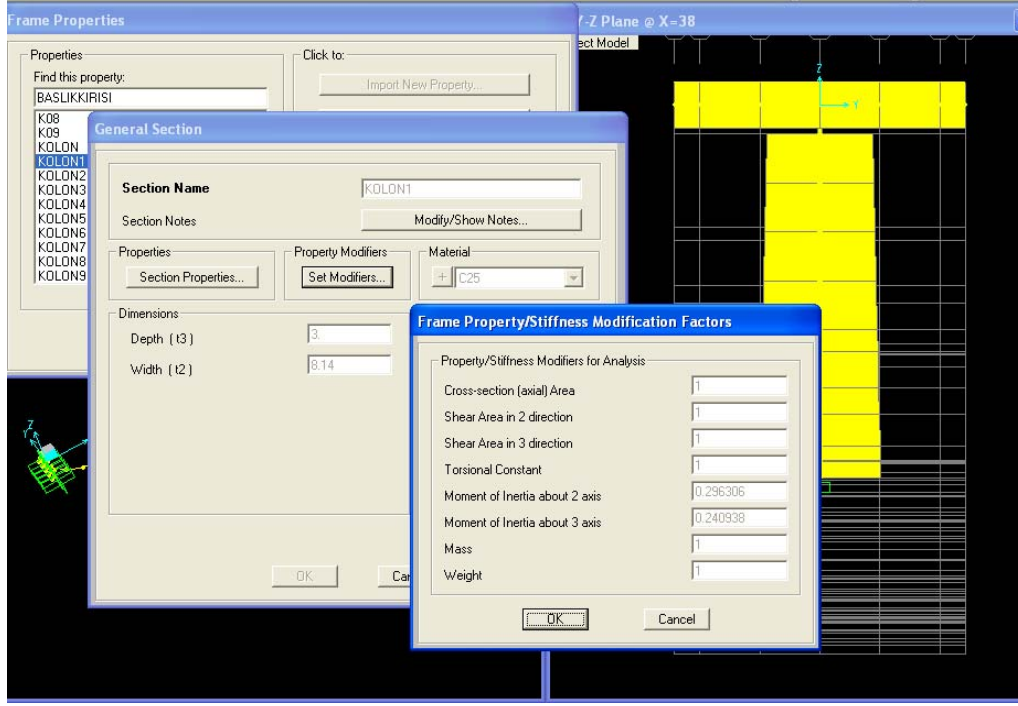
Çizelge 8.3: Ayak alt uç plastik mafsallarda okunan normal kuvvetler

AKS NO	Frame	P
	Text	kN
1	373	-29242.692
2	391	-33811.947
3	454	-33476.78
4	457	-34333.084
5	460	-34488.044
6	463	-34819.052
7	466	-33740.16
8	469	-33842.008
9	472	-25920.941
AYAK ÜST UCU	417	-19410.346

Bölüm 7.1’de doğrusal analizde de kullanılmak üzere, ayaklarda çatlamamış kesit rijitliklerinin yerine çatlamış kesit rijitlikleri kullanılarak analizler yapılmıştır. Kesit rijitliğindeki bu azalma %30 mertebesine kadar çıkabilmektedir. DBYYHY’de bu konuda madde 7.4.13.de bahsettiği üzere; kesin analiz yapma imkânımız olmadığı durumlar için normal kuvvetler %40 ile %80 arasında değişen değerlerde kullanılabilir denmektedir. Belirtilen zati yükler altındaki normal kuvvetler etkisinde moment–eğrilik ilişkilerinden faydalanan XTRACT programından okunan çatlamış kesit rijitlikleri ve modelde kullanılacak olan, bu değerlerin çatlamamış rijitliklerine oranları da Bölüm 7.1’de Çizelge 7.1’da daha önceden verilmiştir.

Bu sonuçlara göre kurulan modelde atalet katsayıları olarak her aksta tanımlanacak ayak kesitlerine çatlamış kesit rijitliğinin, çatlamamış kesit rijitliğine oranı olarak ayak yerel eksenlerine rijitlik azaltması olarak uygulanmıştır, (Denklem 8.13). Bu şekilde oranlar hesaplanarak kesitlere bir katsayı olarak Şekil 8.10’ daki gibi girilmiştir. Burada değişken kesitlerde ayak üst ve alt kesitleri farklı boyutlarda olduğu için programa girilirken dikkat edilmesi gerekmektedir, bu yüzden ayak üst ucunun da çatlamış kesit rijitliği hesaplanmıştır.

$$\frac{EI_{eff}}{EI} \quad (8.13)$$



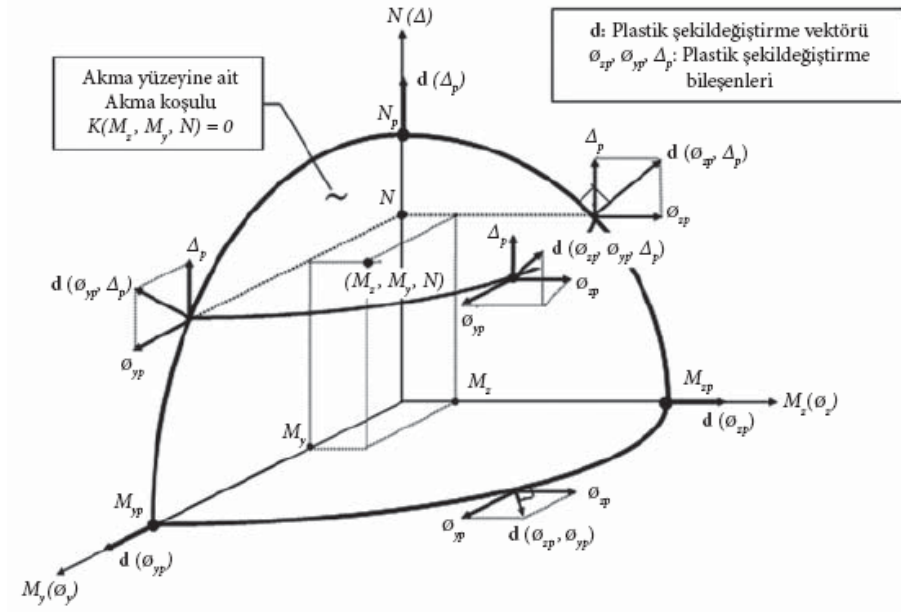
Şekil 8.10: Çatlamış kesit rijitliklerinin programa girilmesi

8.1.5. Akma yüzeylerinin tanımlanması

Doğrusal olmayan analizde daha doğru ve etkili sonuçlar alabilmek için akma yüzeylerinin tanımlanması gerekmektedir. Bu yüzeyler, bünye bağıntılarının belirlediği eğri gruplarından oluşan, akma (kırılma) koşullarını ifade eden denklemlerin belirlediği kapalı eğriler grubu, akma (kırılma) yüzeyleri olarak tanımlanmaktadır, (Şekil 8.11). Analizlerde yukarıda tanımlanan moment eğrilik ilişkilerinin yanında akma yüzeyleri de plastik mafsal özelliği olarak atanacaktır. Bu şekilde plastik şekil değiştirmelerin de elde edilmesi mümkündür. Viyadük ayaklarının birer çerçeve olarak düzenlenmesi durumunda, eksenel kuvvetlerin analiz adımları sırasında M_y momentini sürekli olarak etkileyecek olması nedeni ile akma durumundaki moment-eksenel kuvvet ilişkisini simgeleyen kesit akma yüzeyleri nin çizilmesi gerekli olacaktır. Bu şekilde normal kuvvet değişimi de göz önüne alınabilmektedir.

Akma yüzeylerinin normal kuvvet ile değişen plastik mafsal özelliklerinin tanımlanmasında XTRACT programı kullanılmıştır. Bunun için programda ayak kesitleri asal eksenler üzerinde belirli açılarda P-M2-M3 (Normal kuvvet-enine moment-boyuna moment) etkileşim diyagramları elde edilmiştir. P-M-M şeklinde elde edilen bu değerler yeterli sayıda noktayla tanımlanarak Sap2000 programında

plastik mafsal özelliği olarak atanmıştır. doğrusal olmayan davranışın gerçeğe daha yakın bir şekilde modellenmesi bakımından önemlidir.



Şekil 8.11: Birleşik Eğilmeye Maruz Ayaklarda Akma Yüzeyleri

8.2. Statik İtme Analizi

8.2.1. Artımsal eşdeğer deprem yükü ile hesap

Şekil değiştirmeye dayalı performansın değerlendirmesinde yaygın olarak kullanılan bu yöntem, yaklaşık ancak pratik bir doğrusal olmayan analiz yöntemidir. Bu yöntem, taşıyıcı sistemin yatay yük kapasitesi ile deprem etkisi talebinin buluşturularak, depremlili duruma karşı gelen performans durumunun belirlenmesi esasına dayanır. Yapının hâkim periyodu doğrultusunda adım adım artan eşdeğer deprem yükleri altında deprem istemine kadar olan sınırdaki yapı elemanlarında oluşan toplam şekil değiştirmeler gözlenerek yapının bu yükler altındaki davranış belirlenir. Yöntemin temel esasları kısaca aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Kapasite eğrisinin belirlenmesi
- Deprem etkisinin talep eğrisinin belirlenmesi
- İki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistemde dengenin olduğu bina performans durumunun belirlenmesi

- d) Performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değiştirme durumunun incelenerek sağlanan performans durumunun hedeflenen düzeye uygun olup olmadığının tespiti

Bu yöntemin uygulanmasında taşıyıcı sistemin geometrisi, kesit ve malzeme özellikleri gibi birçok parametreye ihtiyaç vardır. Sistemin elastik ötesi davranışı dikkate alınarak *statik itme analizi* ile herhangi bir doğrultuda sistem adım adım yüklenir. Toplam yatay yükle en üst noktanın yer değiştirmesi arasındaki ilişki elde edilir. Yapının tepe yer değiştirmesinin her adımda not edilmesi ile yatay yük kapasitesi elde edilir. Yapının tepe yer değiştirmesi istemi ile yapının şekil değiştirme kapasitesi ile arasında ilişki kurulur. Elde edilen statik itme eğrisinin daha sonra talep eğrisi ile bir araya getirilebilmesi için bir eksen değişimine tabi tutularak modal kapasite diyagramı elde edilmelidir.

Eğrilerin adımlarında kesitlerde plastik mafsall oluşumunun sırasının izlenmesi ve her adımdaki yer değiştirmenin not edilmesi, sistemin değerlendirilmesi bakımından önemlidir. Bu şekilde taban kesme kuvveti-yer değiştirme eğrileri elde edilmiştir. Bu diyagramlar modal ivme-modal yer değiştirme değerlerine dönüştürülmüş, spektral yer değiştirmeler ile spektral ivmeler arasındaki ilişkiler diyagramlar üzerinde incelenmiştir. Viyadüğün enine ve boyuna yönlerdeki itme analizlerinde, elde edilen kapasite eğrisi; S1, servis depremi ve S2, en büyük deprem spektrumları olan talep eğrileri ile kesiştirilerek, depremin talebine karşı sistemin verdiği cevap yani karşı gelen denge konumu bulunmuştur. Bu iki eğrinin kesişebilmesi için de iki eğrinin aynı türden olması gerekmektedir. Eksen değişimi aşağıdaki gibi yapılarak modal kapasite diyagramı elde edilmiştir, (DBYBHY, 2007). Böylece yapının belirtilen S1 ve S2 depremleri altındaki hedef performans düzeylerini gösterip göstermediğine karar verilmiştir.

- a. (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hâkim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir. Denklen (8.14)

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (8.14)$$

b. (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntılardan yararlanılabilir, Denklem(8.15).

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (8.15)$$

c. Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} x doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımıdaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve M_1 den yararlanılarak elde edilir, Denklem (8.16).

$$L_{x1} = \sum_{i=1}^N m_1 \Phi_{x1n} \quad (8.16)$$

d. L_{x1} denklem (8.16) ile ifade edilmiştir. Tanımlanan x doğrultusundaki kütlelerin o doğrultudaki modal yer değiştirmeleriyle çarpımları toplamıdır. Ayrıca M_1 yapının göz önüne alınan doğrultudaki doğal titreşim modundaki etkin kütle olarak tanımlanmıştır. Dolayısıyla modal katkı çarpanı göz önüne alınan doğrultuda Γ_{x1} aşağıdaki ifadeyle hesaplanabilmektedir, Denklem(8.17).

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (8.17)$$

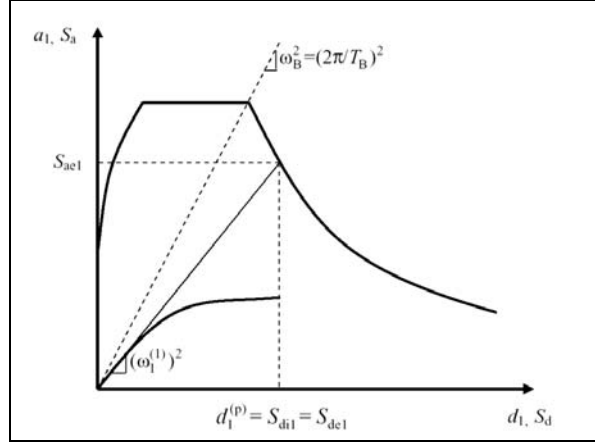
e. İtme analizi sonucunda modal kapasite diyagramıyla birlikte, elastik davranış spektrumu gözönüne alınarak, birinci mod şekline ait maksimum modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşittir (Denklem(8.18)). Doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , ise itme analizinin 1. adımında doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hâkim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak hesaplanır. Denklem (8.19).

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (8.18)$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (8.19)$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (8.20)$$

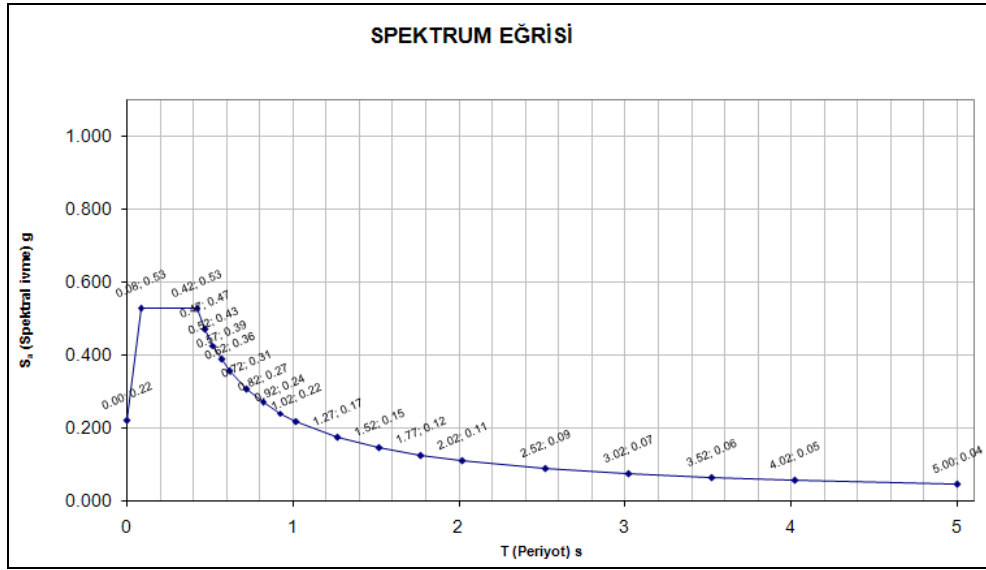
Bu bağıntılardan aşağıdaki gibi bir spektral yerdeğiştirme - spektral ivme diyagramı eksen dönüşümleriyle elde edilir. (Şekil 8.12)



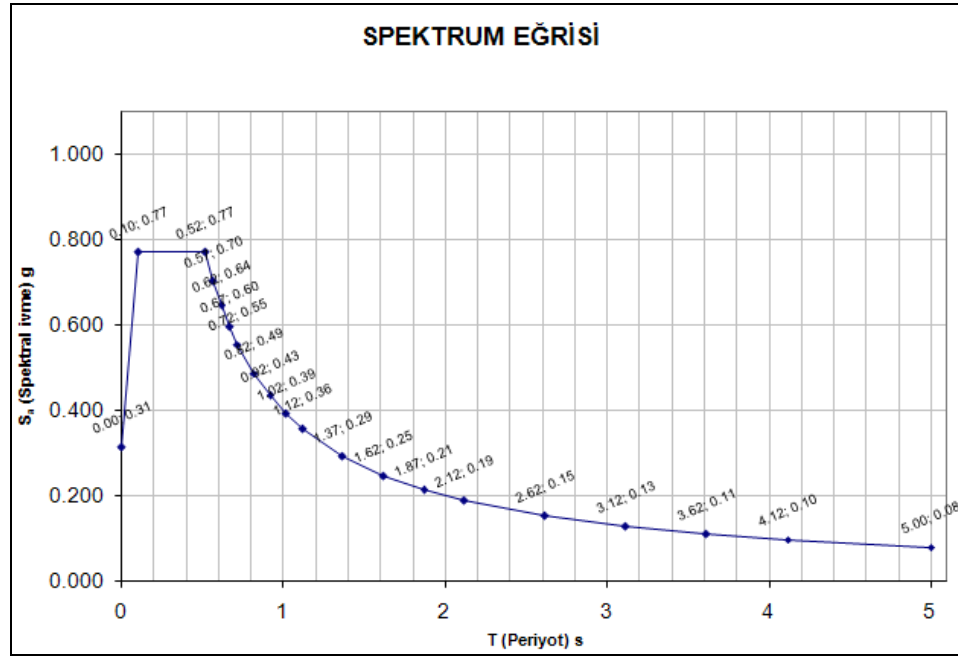
Şekil 8.12: İvme ile yer değiştirme ve spektral ivme ile spektral yer değiştirme ilişkileri, yapı davranışı

8.2.2. Statik itme analizi sonuçları

Şekil 8.13 ve Şekil 8.14 ile gösterilen spektrum eğrileri Sadabad II Viyadüğü için özel olarak oluşturulmuştur, (İpek ve Pakdamar, 2007). Viyadük modelinde, 50 yılda asılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıl olan S1 ve 50 yılda asılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıl olan S2 deprem spektrumlarını kullanılmıştır. Taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi ile spektral ivme – spektral yer değiştirme eğrileri SAP 2000 analiz sonuçlarından okunmuştur ve Bölüm 8.2.1’de anlatıldığı gibi eksen dönüşümleri yapılarak Şekil 8.15, Şekil 8.16, Şekil 8.17 ve Şekil 8.18’ de kesiştirilmiştir. Bu diyagramlar incelendiğinde köprünün spektral hareketi ve artan yükler altında davranışı adım adım izlenebilmektedir. Bu sayede her adımda orta ayak ayaklarında tanımlanan plastik mafsallardaki plastik şekil değiştirmeler gözlenebilmektedir. İncelenen köprüde enine ve boyuna yönlerdeki yer değiştirmeler deprem takozlarına olan, enine 5 cm ve boyuna 10 cm olan mesafeler nedeniyle elastomer mesnetlerin rijitlikleri ayarlanarak deplasmanlar bu değerlerde sınırlandırılmıştır.

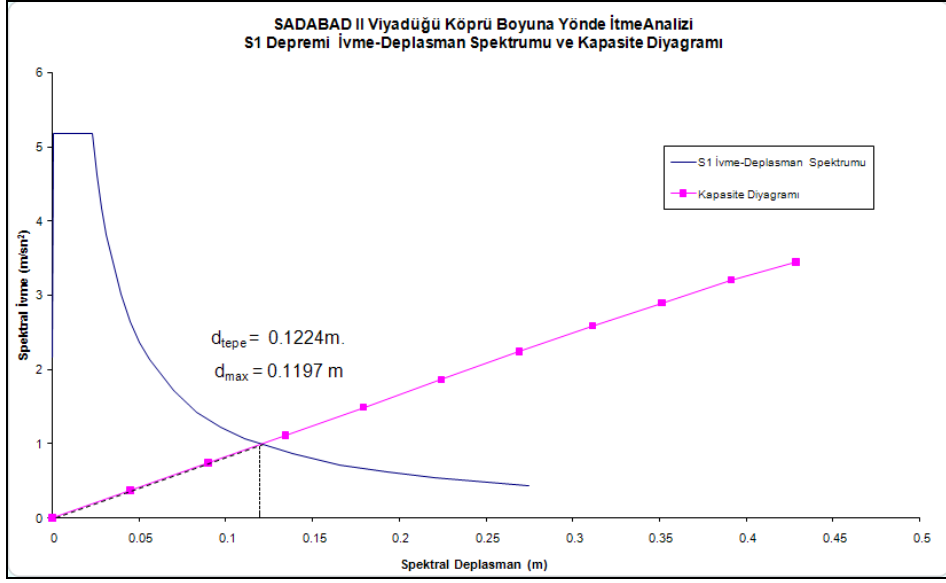


Şekil 8.13: S1 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi

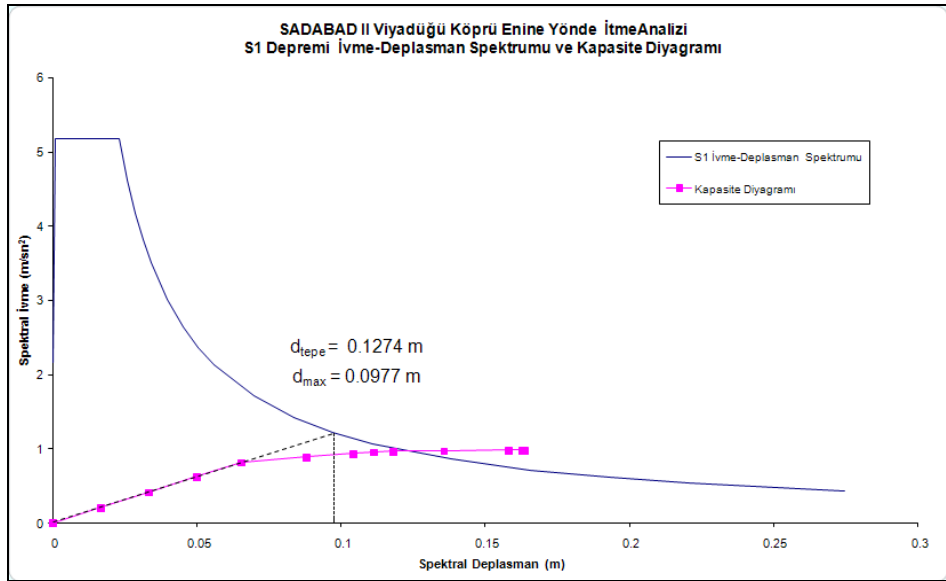


Şekil 8.14: S2 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi

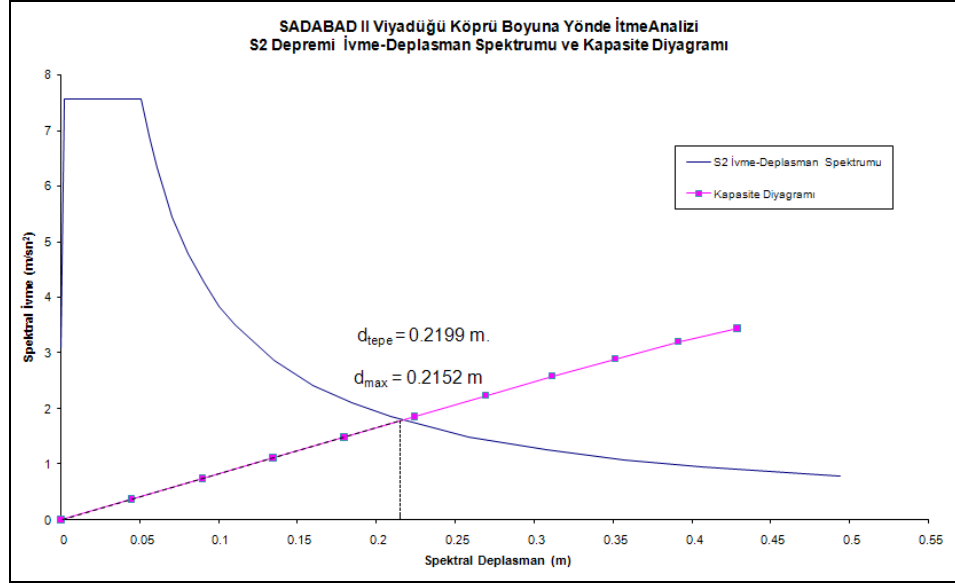
Enine ve boyuna yönlerde, S1 ve S2 depremlerine ait talep spektrumları ile kapasite eğrilerinin kesiştirilmesine ait diyagramlar aşağıda verilmiştir. Tepe yer değiştirmeleri ve spektral yer değiştirme değerleri ise Çizelge 8.4’de gösterilmiştir.



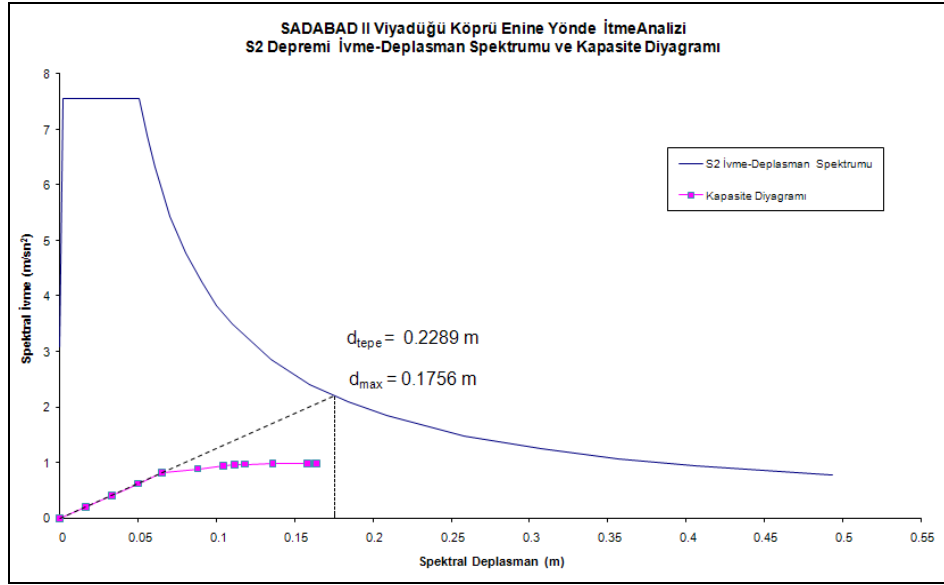
Şekil 8.15: S1 depremi boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 8.16 : S1 depremi enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 8.17: S2 depremi boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

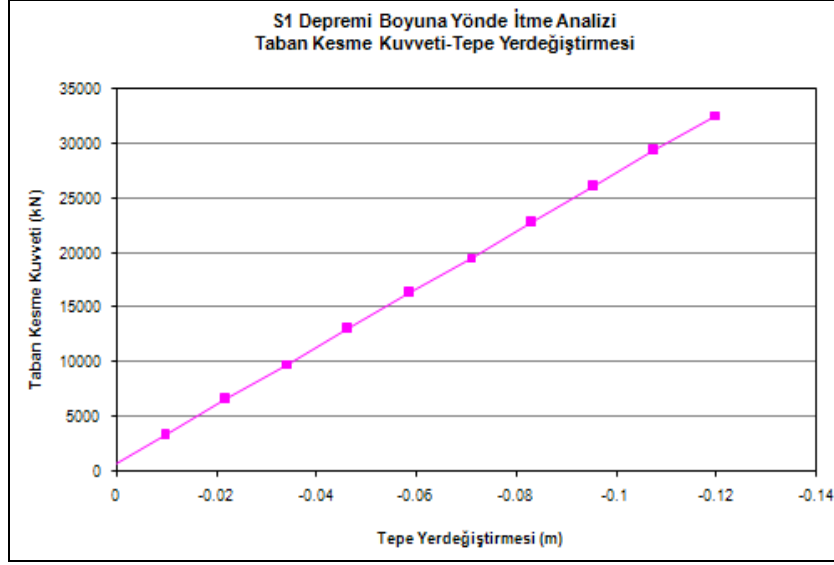


Şekil 8.18: S2 depremi enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

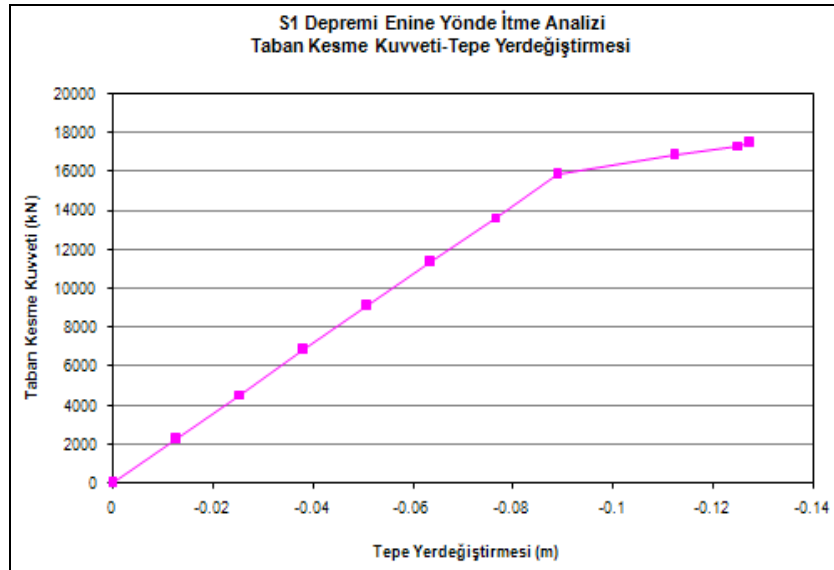
Çizelge 8.4 : Tepe Yerdeğiştirmeleri ve Spektral Yerdeğiştirmeler

İTME ANALİZİ SONUCU SPEKTRAL YERDEĞİŞTİRME KAPASİTESİ		
Spektrum ve Yönü	d_{maks} (Spektral Yerdeğiştirme İstemi)	d_{tepe} (Tepe Yerdeğiştirme)
	m	m
S1 (Boyuna Yönde)	0.1197	0.1224
S1 (Enine Yönde)	0.0977	0.1274
S2 (Boyuna Yönde)	0.2152	0.2199
S2 (Enine Yönde)	0.1756	0.2289

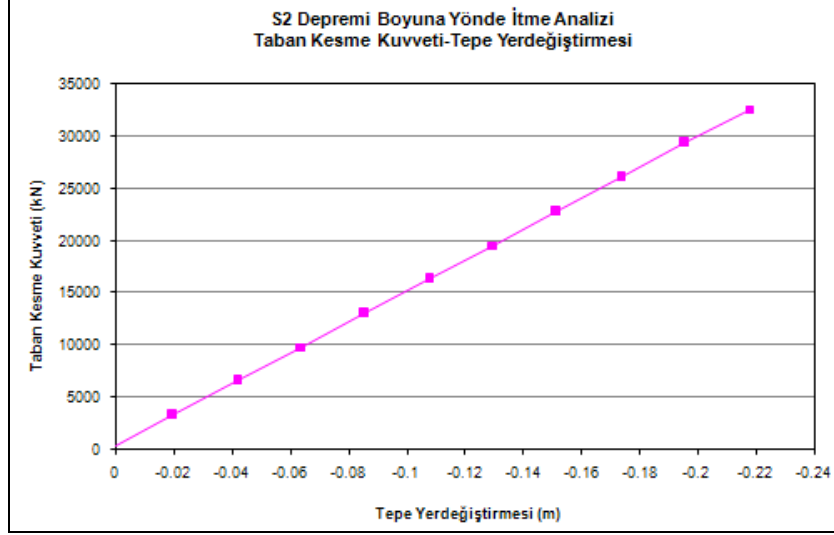
Statik itme analizinde sistemin yatay yük kapasite eğrisi olan taban kesme kuvveti – yer değiştirme eğrisi her bir deprem talebi için farklı yönler baz alınarak çizilebilmektedir. Böylelikle deprem isteminin en büyük olduğu anda sistemde meydana gelen taban kesme kuvveti ve yer değiştirme değeri belirlenir. Viyadük taban kesme kuvveti ile tepe yer değiştirmesi ilişkisi yukarıda belirtilen itme analizi sonucunda aşağıdaki gibi elde edilmiştir.



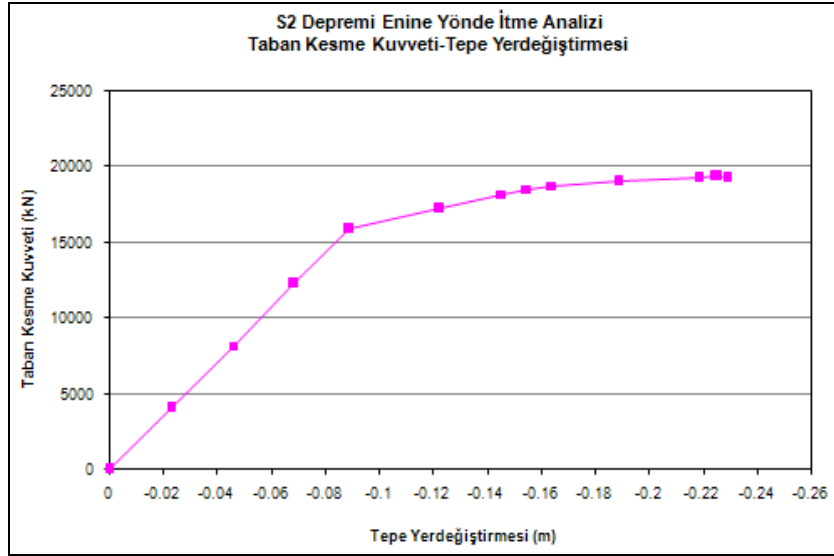
Şekil 8.19: S1 depremi köprüünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.20: S1 depremi köprüünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.21: S2 depremi köprünün boyuna doğruştusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.22: S2 depremi köprünün enine doğruştusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi ilişkisi

Burada, hasar durumunun belirlenmesinde, son adımdaki iç kuvvetler yapı analizinde dikkate alınması gereken iç kuvvetlerdir. Bu iç kuvvetlere karşılık elde edilen beton ve çelikteki şekil değiştirme durumları yapılan analizler neticesinde, yukarıdaki spektral yer değiştirmeleri ve tepe yer değiştirmeleri belirtilen yükler altında viyadük ayaklarında meydana gelen plastik şekil değiştirmeler belirlenmiş ve farklı deprem senaryolarının sınır değerlerleri ile karşılaştırılmıştır. Viyadük ayaklarında okunan elastik ve plastik toplam şekil değiştirmeler AYDINOĞLU'nun

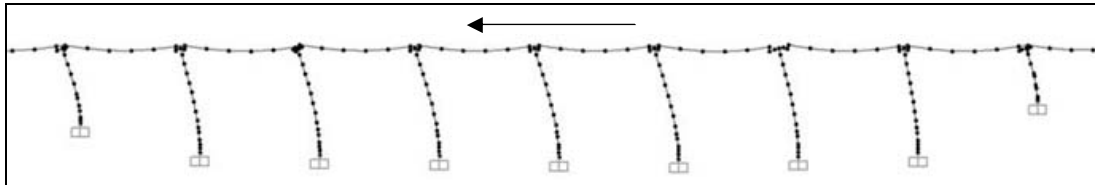
raporunda belirtilen ve Çizelge 8.5’de yer alan betonarme kesitler için verilmiş şekil değiştirme sınırları ile karşılaştırılmıştır. Viyadük ayakları için minimum hasar ve kontrollü hasar düzeylerinde beton ve çelik için verilen şekil değiştirmeler her hasar düzeyi için ayrıca değerlendirilmelidir. Buna göre viyadük ayaklarında meydana gelen toplam elastik ve plastik dönmeler okunmuştur. Okunan bu değerler plastik mafsallara bölünerek ortaya çıkan eğrilik değerleri elde edilmiş ve toplam eğrilik değerlerinin XTRACT programından faydalanarak çelik ve betonda ne kadar şekil değiştirmeye sebep oldukları incelenmiştir.

Çizelge 8.5: Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları

Performans Düzeyi / Deprem Düzeyi	Sargısız betonarme kesit için birim şekil değiştirme sınırları		Sargılı betonarme kesit için birim şekil değiştirme sınırları	
	Beton (Basınç)	Çelik	Beton (Basınç)	Çelik
Minimum Hasar / S1 Depremi	0.004	0.015	0.004	0.015
Kontrollü Hasar / S2 Depremi	0.004	0.060	0.018	0.060

S1 Deprem düzeyinde;

- S1 Deprem düzeyinde köprünün *boyuna* yönünde, statik itme analizinin en son adımında ayaklarda meydana gelen şekil değiştirmeler Şekil 8.23’ deki gibi gösterilmiştir.



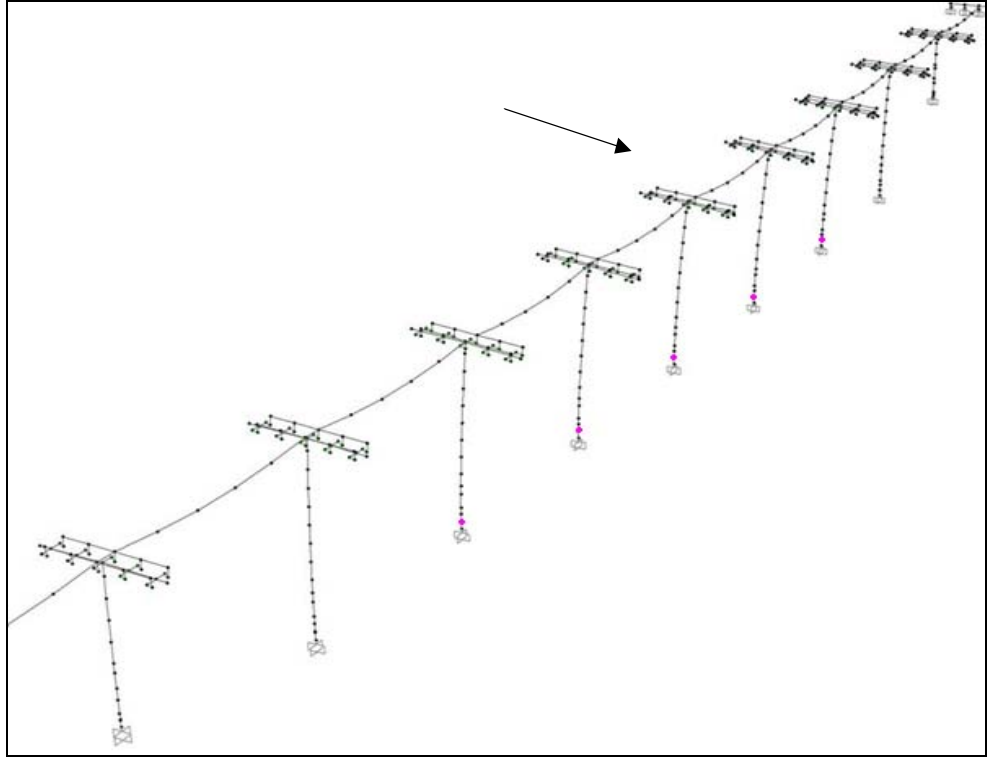
Şekil 8.23: S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsall oluşumu

Bu şekil değiştirmeler Çizelge 8.6’ da ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Buna göre köprü ayaklarında meydana gelen şekil değiştirmelerin elastik sınırları aşmadığı görülmektedir.

Çizelge 8.6: S1 Deprem düzeyi boyunca itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	PUSHX	367H1	2.12672	-28736.981	-81106.4877	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHX	385H1	2.89784	-33104.652	-51537.3017	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHX	403H1	2.95744	-32979.723	-52130.3919	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	PUSHX	456H1	2.98560	-33616.97	-61009.7695	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	PUSHX	459H1	3.02232	-33747.379	-59805.1151	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
6	PUSHX	462H1	3.06752	-34146.484	-58821.7322	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
7	PUSHX	465H1	3.00128	-33005.051	-44847.5997	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
8	PUSHX	468H1	2.90360	-33571.034	-37680.1714	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
9	PUSHX	471H1	1.53440	-25614.314	-91297.5385	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

- S1 Deprem düzeyinde köprünün *enine* doğrultusunda, statik itme analizi en son adımında, ayaklarda meydana gelen şekil değiştirmeler Şekil 8.24’ deki gibi gösterilmiştir.



Şekil 8.24: S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

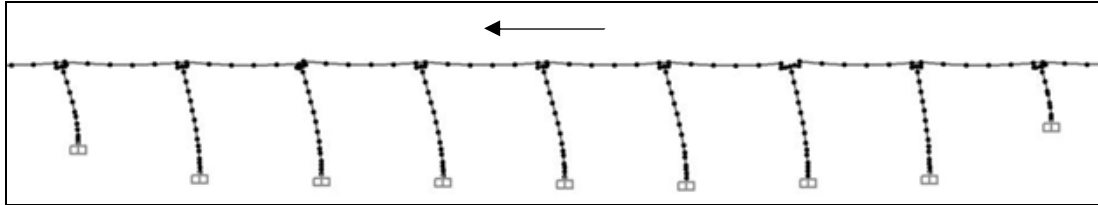
Bu şekil değiştirmeler Çizelge 8.7’ da gösterilmiştir. Buna göre viyadüğün 3, 4, 5, 6 ve 7 no’lu ayaklarında plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği görülmüştür.

Çizelge 8.7: S1 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsals	Plastik Mafsals Boyu	P	M2	R2 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	PUSHY	367H1	2.12672	-28722.618	29778.345	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHY	385H1	2.89784	-33102.436	60011.8509	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHY	403H1	2.95744	-32769.802	76903.4771	0.000546	0.0001846	0.0005037	0.0006883
4	PUSHY	456H1	2.98560	-33595.686	75684.5565	0.000858	0.0002874	0.0005037	0.0007911
5	PUSHY	459H1	3.02232	-33747.551	76669.4067	0.000910	0.0003011	0.0005040	0.0008051
6	PUSHY	462H1	3.06752	-34065.023	77028.375	0.000934	0.0003045	0.0005017	0.0008062
7	PUSHY	465H1	3.00128	-33019.731	75141.192	0.000805	0.0002682	0.0005025	0.0007707
8	PUSHY	468H1	2.90360	-33132.644	59927.8242	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
9	PUSHY	471H1	1.53440	-25546.329	24753.6878	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

S2 Deprem düzeyinde;

- S2 Deprem düzeyinde köprünün *boyuna* doğrultusunda, statik itme analizinin en son adımında, ayaklarda meydana gelen şekil değiştirmeler Şekil 8.25’ deki gibi gösterilmiştir.



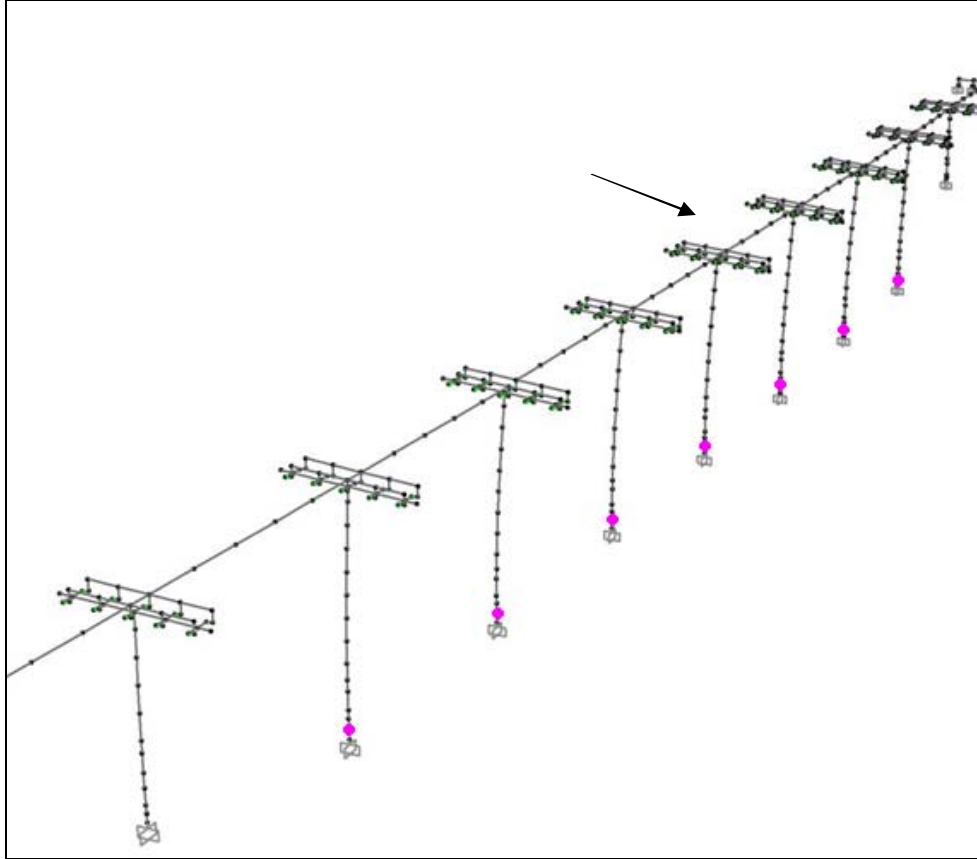
Şekil 8.25: S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Bu şekil değiştirmeler Çizelge 8.8’ de gösterilmiştir. Buna göre köprünün ayaklarında meydana gelen şekil değiştirmelerin elastik sınırları aşmadığı görülmektedir.

Çizelge 8.8: S2 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsalsal	Plastik Mafsalsal Boyu	P	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	PUSHX	367H1	2.12672	-28736.981	-144322.859	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHX	385H1	2.89784	-33104.652	-91770.9976	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHX	403H1	2.95744	-33159.686	-93267.4577	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	PUSHX	456H1	2.98560	-33628.685	-109558.36	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	PUSHX	459H1	3.02232	-33747.379	-107369.573	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
6	PUSHX	462H1	3.06752	-34206.889	-105579.36	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
7	PUSHX	465H1	3.00128	-33005.051	-80789.185	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
8	PUSHX	468H1	2.90360	-33919.674	-68307.9207	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
9	PUSHX	471H1	1.53440	-25656.662	-165628.075	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

- S2 Deprem düzeyinde köprünün *enine* doğrultusunda, ayaklarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.26' deki gibi gösterilmiştir.



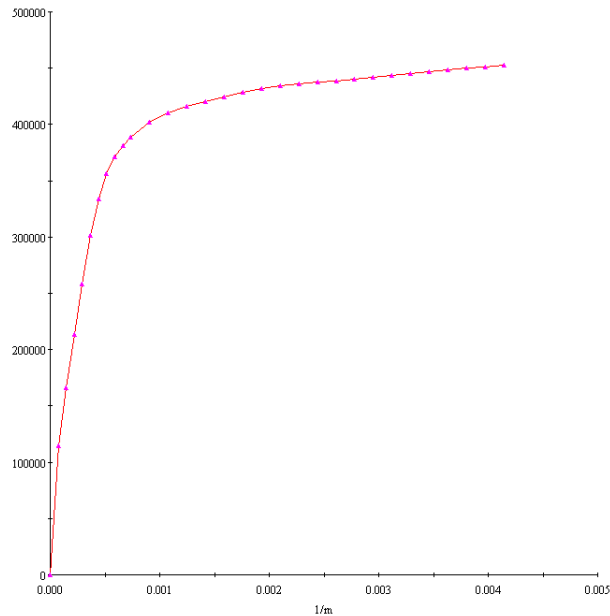
Şekil 8.26: S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsalsal oluşumu

Bu şekil değiştirmeler Çizelge 8.9’ da gösterilmiştir. Buna göre viyadüğün 3, 4, 5, 6, 7 ve 8 no’lu ayaklarında plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği görülmüştür.

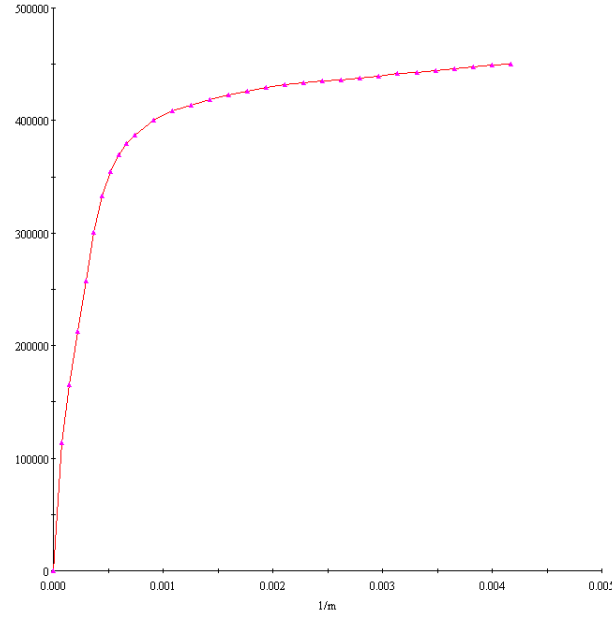
Çizelge 8.9: S2 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsalsal	Plastik Mafsalsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	PUSHY	367H1	2.12672	-28722.618	43995.2202	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHY	385H1	2.89784	-33102.436	74701.4834	0.000705	0.0002433	0.0005054	0.0007487
3	PUSHY	403H1	2.95744	-32769.802	81867.3783	0.002686	0.0009082	0.0005037	0.0014119
4	PUSHY	456H1	2.98560	-33595.686	78988.488	0.003501	0.0011726	0.0005037	0.0016763
5	PUSHY	459H1	3.02232	-33747.551	79754.7155	0.003668	0.0012136	0.0005040	0.0017176
6	PUSHY	462H1	3.06752	-34065.023	80007.2071	0.003688	0.0012023	0.0005017	0.0017040
7	PUSHY	465H1	3.00128	-33019.731	78777.9669	0.003159	0.0010526	0.0005025	0.0015551
8	PUSHY	468H1	2.90360	-33132.644	74732.8846	0.000769	0.0002648	0.0005054	0.0007702
9	PUSHY	471H1	1.53440	-25546.329	37834.1535	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

Kesitlere ait elastik eğrilik değerleri plastik eğrilik değerleri ile toplanarak toplam eğrilik değerleri elde edilmiş ve bu eğrilik değerlerine karşılık meydana gelecek şekil değiştirme değerlerine karşılık ortaya çıkacak malzeme şekil değiştirmeleri XTRACT programından elde edilen moment eğrilik diyagramlarından okunarak elde edilmiştir.



Şekil 8.27: S1 Deprem Senaryosu için köprünün enine doğrultusunda 6 no’lu ayak moment – eğrilik diyagramı



Şekil 8.28: S2 Deprem Senaryosu için köprünün enine doğrultusunda 5 no'lu ayak moment – eğrilik diyagramı

Yukarıda verilen dönme ve eğrilik değerleri Çizelge 8.10' da özet olarak verilmiştir. Buna göre viyadük ayaklarında meydana gelen en büyük plastik şekil değiştirmeler AYDINOĞLU'nun raporunda belirlediği S1 ve S2 depremlerinde beklenen hasar düzeylerindeki en büyük şekil değiştirme değerleriyle karşılaştırılmıştır.

Çizelge 8.10: S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi

Orta Ayak Ayaklarının Değerlendirilmesi		Tüm Orta Ayaklar			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 Depremi Enine
Plastik Dönme	θ_p	0.0000000	0.0000000	0.0009340	0.0036680
Plastik Mafsallık Boyu	L_p	1.5344000	1.5344000	3.0675200	3.0223200
Plastik Eğrilik	κ_p	0.0000000	0.0000000	0.0003045	0.0012136
Elastik Eğrilik	κ_e	0.0012510	0.0012510	0.0005017	0.0005040
Toplam Eğrilik	κ	0.0012510	0.0012510	0.0008062	0.0017176
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ϵ_c	0.0006773	0.0006773	0.0018658	0.0032671
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ϵ_{st}	0.0027661	0.0027661	0.0049548	0.0111687
Sınır Değerler :		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi
Beton için	ϵ_c	0.004	0.018	0.004	0.018
Çelik için	ϵ_{st}	0.015	0.060	0.015	0.060

Oluşturulan bu çizelgeye göre: S1 ve S2 deprem senaryoları altında köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi sonucunda köprü elemanlarında plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmediği görülmektedir. Bunun için viyadük ayaklarında gerçekleşebilecek en büyük elastik şekil değiştirmelerin gerçekleştiği dikkate alınmış aşağıdaki izelge 8.10' n doldurulmasında maksimum elastik eğrilik değeri girilmiştir. S1 ve S2 deprem senaryoları altında enine doğrultuda ise ayaklarda plastik şekil değiştirmeler meydana gelmesine rağmen, bu değerlerin en büyüğünün meydana geldiği ayak için plastik şekil değiştirmeler önerilen sınır değerlerin çok altında kalmaktadır. şekil değiştirme esaslı yapı performansının belirlenmesinde kontrol edilen değerler yukarıdaki gibi özetlendikten sonra viyadük ayaklarının S1 ve S2 deprem senaryoları altında güvenli oldukları söylenebilir.

9. KÖPRÜ ELEMANLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

9.1. Ayak Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi

Sn. Prof. Dr. AYDINOĞLU'nun hazırladığı “Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerin Deprem Performanslarının Non-lineer Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi” adlı rapora göre viyadük ayaklarının kesme kuvveti kapasitesinin ayaklardaki sargı donatısına, betonun kesitin kesme kuvveti kapasitesine katkısına ve ayaklardaki normal kuvvete bağlı olduğu belirtilmiştir. Ayrıca ayaklardaki kesme kuvvetine betonun katkısının ayak sünekliğinin artışıyla azaldığını gösteren bağıntılar verilmiştir. Sadabad II Viyadüğü'nde ayakların süneklik düzeyinin yüksek olduğu dikkate alınmıştır. Kesme kuvvetinin ise sadece etriyelerle taşındığı varsayılmıştır. Rapor kapsamında etriyelerin kesme kuvveti taşınmasına katkısının TS500 de belirtildiği şekliyle kesme dayanımı katkısı aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d \quad (9.1)$$

Çizelge 9.1: Ayak Alt Kesitlerinde Sargı Donatısı Alanları

Aks No	Frame	Sargı Donatı Alanları			
	Text	Boyuna Yönde	Alan (m ²)	Enine Yönde	Alan (m ²)
1	373	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+16Φ16	7.78E-03
2	391	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+20Φ16	8.58E-03
3	454	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+20Φ16	8.58E-03
4	457	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+20Φ16	8.58E-03
5	460	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+20Φ16	8.58E-03
6	463	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+20Φ16	8.58E-03
7	466	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+20Φ16	8.58E-03
8	469	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+20Φ16	8.58E-03
9	472	8Φ22	3.04E-03	12Φ22+16Φ16	7.78E-03

Çizelge 9.2: İtme analizi sonucu viyadük ayaklarında okunan en elverişsiz kesme kuvvetleri değerleri

Eleman	Kesit Alanı (mm ²)		Akma Dayanımı	Donatı Aralığı (mm)	Kesit Faydalı Yüksekliği		Köprü Boyuna Doğrultuda Etriyenin Katkısı [kN]	Köprü Enine Doğrultuda Etriyenin Katkısı [kN]
	Boyuna Doğrultuda	Enine Doğrultuda			Boyuna	Enine		
373	3041.06	7778.58	420.00	150.00	2950.00	3950.00	86031.13	25119.17
391	3041.06	8582.83	420.00	150.00	2950.00	3950.00	94926.11	25119.17
454	3041.06	8582.83	420.00	150.00	2950.00	3950.00	94926.11	25119.17
457	3041.06	8582.83	420.00	150.00	2950.00	3950.00	94926.11	25119.17
460	3041.06	8582.83	420.00	150.00	2950.00	3950.00	94926.11	25119.17
463	3041.06	8582.83	420.00	150.00	2950.00	3950.00	94926.11	25119.17
466	3041.06	8582.83	420.00	150.00	2950.00	3950.00	94926.11	25119.17
469	3041.06	8582.83	420.00	150.00	2950.00	3950.00	94926.11	25119.17
472	3041.06	7778.58	420.00	150.00	2950.00	3950.00	86031.13	25119.17

Çizelge 9.3: S1 ve S2 Depremleri altında viyadük ayaklarında okunan en elverişsiz kesme kuvveti değerleri

	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
S1	373	0	PUSHX	-28690.63	4031.01	2.32E-08	1.25E-07	7.36E-09	-1750.10
	391	0	PUSHX	-32836.13	2051.72	1.03E-08	-4.88E-09	1.79E-08	-1030.45
	454	0	PUSHY	-32793.37	-1.60E+00	-2326.07	-2.23E+02	-3.86E-09	53.66
	457	0	PUSHX	-33625.87	2382.38	3.43E-08	-9.77E-11	4.04E-08	-62.67
	460	0	PUSHX	-33762.025	2320.57	2.55E-09	-1.92E-11	1.20E-06	-93.59
	463	0	PUSHX	-34089.612	2268.26	-3.95E-10	-9.87E-10	4.00E-06	-123.14
	466	0	PUSHY	-33043.356	1.30E+00	-2252.50	-5.05E-10	1.57E-10	-44.09
	469	0	PUSHY	-33156.175	1.21E+00	-1834.66	7.37E-10	1.86E-09	-75.89
	472	0	PUSHX	-25583.126	6117.12	8.33E-11	5.73E-07	8.39E-07	2022.99
S2	373	0	PUSHX	-28635.666	7170.72	4.15E-08	2.23E-07	7.36E-09	-1750.10
	391	0	PUSHX	-32603.49	3655.61	1.85E-08	-4.88E-09	1.79E-08	-1030.45
	454	0	PUSHX	-32777.37	3235.78	8.22E-08	-4.30E-09	2.65E-08	-488.28
	457	0	PUSHX	-33625.87	4279.31	6.23E-08	-9.77E-11	4.04E-08	-62.67
	460	0	PUSHX	-33754.858	4166.48	2.55E-09	-1.92E-11	2.10E-06	-93.59
	463	0	PUSHX	-34089.612	4070.87	-3.95E-10	-9.87E-10	7.14E-06	-123.14
	466	0	PUSHX	-32258.667	2801.52	1.42E-10	2.33E-07	1.24E-05	273.32
	469	0	PUSHX	-33156.887	2749.52	1.00E-09	7.65E-07	6.71E-06	770.89
	472	0	PUSHX	-25583.126	11103.19	8.33E-11	1.04E-06	1.49E-06	2022.99

İtme analizi sonucunda bulunan ve ayaklarda meydana gelen en elverişsiz kesme kuvveti değerleri bu ayakların kesme kuvveti kapasite değerleri ile aşağıdaki gibi karşılaştırılarak boyuna ve enine yönde hesap yapılmıştır.

Ayaklarda köprü boyuna yönünde kullanılan sargı donatısı : 8Φ22 (3.04*10⁻³ m²)

Ayaklarda köprü enine yönünde kullanılan sargı donatısı :

$$12\Phi 22 + 20\Phi 16 \quad (8.58 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2)$$

Sargı donatısının akma dayanımı 420 Mpa ve aralığı ise 15 cm olmak üzere,

- Yalnızca etriyelerle taşınan köprü boyuna doğrultuda kesme kuvveti
 $V_{2\max} = (8580/150) \times 420\text{Mpa} \times 2950\text{mm} = 70870,80 \text{ kN}$
- Yalnızca etriyelerle taşınan köprü enine doğrultuda kesme kuvveti
 $V_{3\max} = (3040/150) \times 420\text{Mpa} \times 3950\text{mm} = 33622,40 \text{ kN}$

İtme analizi sonucu;

Boyuna yönde okunan kesme kuvveti: $V_2 = 11103.19 \text{ kN}$ (S2 Deprem Düzeyi)

Enine yönde okunan kesme kuvveti: $V_3 = 2326.065 \text{ kN}$ (S2 Deprem Düzeyi)'dir.

Kesme kuvveti kesit tesirleri ile kapasitelerin karşılaştırılması:

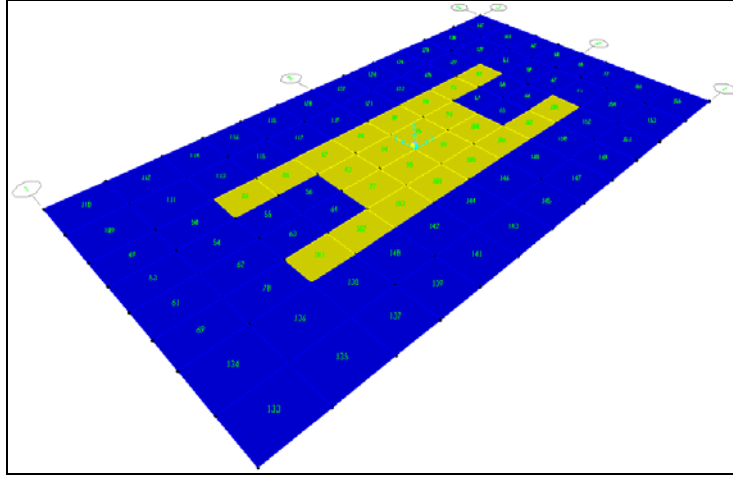
- $V_2 = 11103.19 \text{ kN} < V_{2\max} = 70870,80 \text{ kN}$
- $V_3 = 2326.065 \text{ kN} < V_{3\max} = 33622,40 \text{ kN}$

Buna göre köprü ayaklarının kesme kuvveti dayanımları yeterlidir denilebilmektedir.

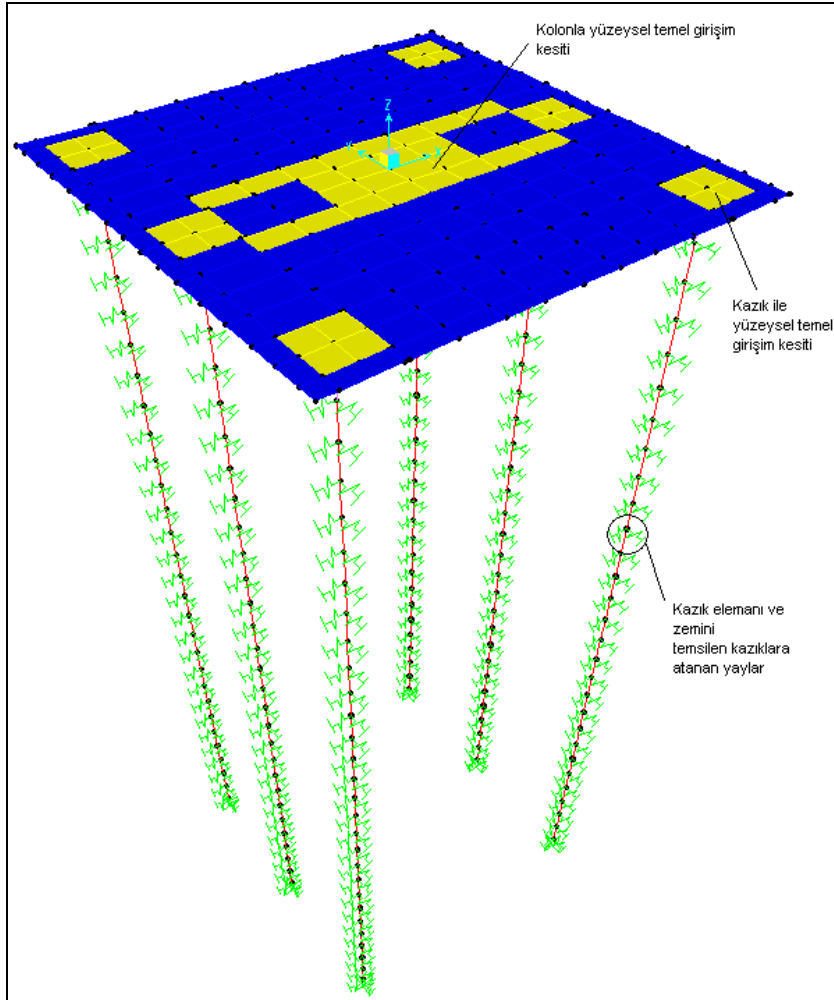
9.2. Orta Ayak Yüzeysel ve Kazıklı Temellerinin Değerlendirilmesi

Köprü modellerinde temel için boyutlandırma veya kontrol aşamasında üstyapı ayak alt uçlarında meydana gelen kesit tesirleri temel üst kotundan temele etki ettirilerek temel modellerinde kullanılmıştır. Ayaklar bu amaçla temele bağlandıkları bu düğüm noktalarında ankastre olarak tanımlanmışlardır. Bu açıdan temel, kazık başlığı ve kazıklarda meydana gelen tesirlerin görülmesi bakımından ayrı bir altyapı modeli kurularak hesaplarda kolaylık sağlanmıştır.

Sadabad II Viyadüğü'nün ileri dinamik analiz ile deprem performansının değerlendirilmesi tamamlanmıştır. Viyadüğün değerlendirilmesinde altyapı elemanları kazıklı ve yüzeysel temellerde de elde edilen en elverişsiz kesit tesirlerine göre de incelenmiştir. Bunun için yüzeysel ve kazıklı temeller SAP2000 ile modellenmiştir, (Şekil 9.1 ve Şekil 9.2).



Şekil 9.1: Yüzeysel temel modeli



Şekil 9.2: 12.5m X 12.5m kazıklı temel modeli

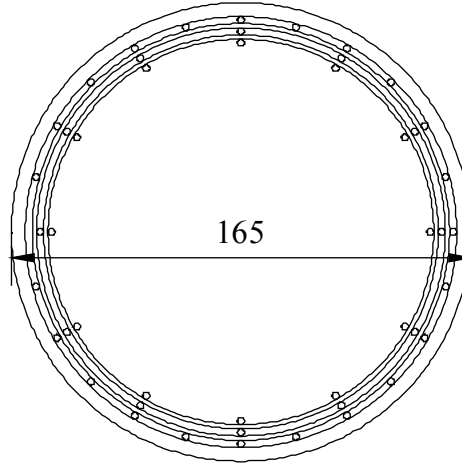
Farklı boyutlarda, 4 farklı temel sistemi için ayakların alt ucunda meydana gelen en elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 9.4 de verilmiştir.

Çizelge 9.4 : Temellere etkitilecek en elverişsiz ayak alt uç kesit tesirleri

Temel Tipi ve Boyutu	Analiz Doğrultu	Frame	Yükleme	P	V2	V3	T	M2	M3
8X12.5 Yüzeysel	BOYUNA	373	PUSHX	-29242.69	7170.72	0.00	0.00	-152306.79	-29242.69
	ENİNE	373	PUSHY	-29228.33	1.42	0.00	45963.86	100.72	-29228.33
12.5X12.5 Kazıklı	BOYUNA	466	PUSHX	-34955.29	4070.87	0.00	0.00	-111986.11	-34955.29
	ENİNE	466	PUSHY	-34813.42	1.56	0.00	83708.51	-17.80	-34813.42
9X12.5 Yüzeysel	BOYUNA	469	PUSHX	-34628.33	-29.12	0.00	0.00	-72437.26	-34628.33
	ENİNE	469	PUSHY	-33841.30	1.21	0.00	78143.88	-77.64	-33841.30
7X12.5 Yüzeysel	BOYUNA	472	PUSHX	-26016.45	-142.31	0.00	0.00	-174702.14	-26016.45
	ENİNE	472	PUSHY	-25906.12	0.96	0.00	39526.35	-156.98	-25906.12

9.2.1. Kazıklı temellerin değerlendirilmesi

Şekil 9.2’ de 12.5x12.5m boyutlarında, 6 adet kazığa sahip temel sistemi için kurulan altyapı modeli gösterilmiştir. Zemin özelliklerini temsilen düşey yatak katsayısı $k_0=150000\text{kN/m}^3$ alınmıştır. Yatay yatak katsayısı ise 100000 kN/m^3 olarak alınmıştır. Kazıkların zemin araştırmalarına bağlı olarak, 3000 kN/m^2 ’lik emniyet gerilmesine çalıştırılabilir az-orta derecede ayrılmış kayaya en az 2 m girmesi istenmektedir. Kazıklar: 165 cm çapındadır ve 2 ile 7 aksları arasında 12.5m x12.5m boyutlarında 2.5m yüksekliğinde olan 6 adet yüzeysel temelin altında yer almaktadır. Her temelin altında toplam 9 adet yerinde dökme betonarme kazık bulunmaktadır. Kazığın üst ucunda, dıştan merkeze doğru $24\Phi 25+12\Phi 25+12\Phi 25$ şeklinde değişen, 3 sıra halinde, toplam $48\Phi 25$ donatı bulunmaktadır.



Şekil 9.3: Kazık Enkesiti

Yüzeysel ve kazıklı temel sistemlerinde; ayak ile temel birleşim noktasına etki ettirilecek kesit tesirleri Çizelge 9.5’te gösterilmiştir.

Çizelge 9.5: Kazıklı temel kazık üst ucundaki en elverişsiz kesit tesirleri

TEMEL TİPİ	Kazık En Elverişsiz Kesit Tesirleri							
	Yükleme	P	V2	V3	M2	M3	Vd	Md
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN	KN-m
12.5 X 12.5 m Kazıklı Temel	COMB1	-10695.19	185.609	378.463	558.7903	635.871	421.52692	846.50961
	COMB1	-10748.6	185.609	378.463	180.3272	450.2622	421.52692	485.02984
	COMB1	-2886.468	41.202	-307.107	-1795.64	140.3453	309.85854	1801.1151
	COMB2	-10530.77	658.104	504.759	1729.826	732.4435	829.38684	1878.5025
	COMB2	-10584.22	658.104	504.759	1225.0672	74.3396	829.38684	1227.3207
	COMB2	-10530.8	658.097	-504.78	-1729.98	732.394	829.39406	1878.6206
	COMB2	-12737.7	498.692	0.002501	-0.0315	-323.4225	498.692	323.4225

Kazıkla ilgili veriler:

$N_d =$	2887000	N
$M_d =$	1796000000	Nmm
$f_{ck} =$	20	MPa
$f_{yk} =$	420	MPa
$D =$	1650	mm
$d_o =$	165	mm
$A =$	2138246.5	mm ²
$A_s =$	23561.9	mm ²
$q =$	0.01102	Boyuna Donatı Oranı

Ayak Kırılma Biçiminin Belirlenmesi:

$c_b =$	970.5882	mm (Taraflı Eksen Mesafesi)
$a_b =$	$k_l \cdot c_b = 825$	mm (Basınç Bloğu Uzunluğu)
$N_b =$	23141250	N
$N_b =$	23141.3	kN $> N_d=2887$ kN Çekme Kırılması Durumu

Basınç Bölesindeki Donatının Akıp Akmadığı Kontrolü:

$w_c =$	0.240833333	> 0.13 Basınç donatısı akıyor
---------	-------------	---------------------------------

Kontrol Parametresi = $N_d / (A_s \cdot f_{ck}) = 0.067509$

Taraflı Eksen Derinliği Hesabı:

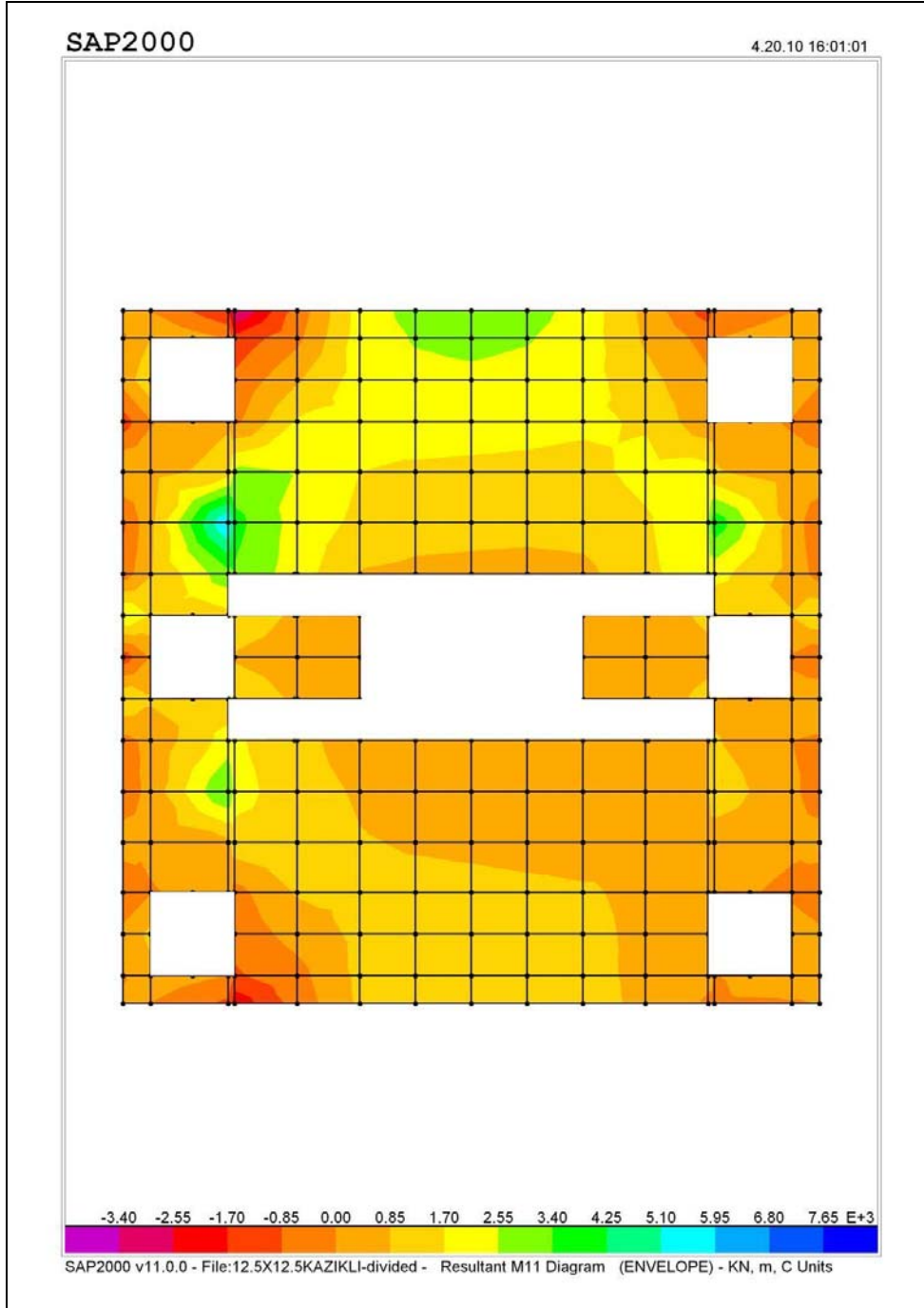
$A_1 =$	23842.5	
$A_2 =$	-766424.9588	
$A_3 =$	-1166316273	
$c_{1,2} =$	237.8289784	mm
	-205.6836514	mm
$a =$	202.1546316	
$s =$	183.7344941	< 420 Mpa
$M_r =$	9386048511	Nmm
$=$	9386.048511	kNm $M_d=1796$ kN

Şekil 9.4: Kazıklarda taşıma gücü hesabı

3 ile 8 aksları arasındaki 6 adet kazıklı temel için elde edilen en elverişsiz kazık kesit tesirleri kullanılarak kazıklarda meydana gelen en elverişsiz kesit tesirleri dikkate alınmış ve bir kazık taşıma gücü hesabı yapılarak Şekil 9.4'te gösterilmiştir. Buna göre kazıkların kesit ve donatılarının yeterli olduğu görülmüştür. Bu yüzden kazıklar yeterli güvenliktedir denilebilir.

Kazık başlıklarında meydana gelen kesit tesirleri için ise köprü enine ve boyuna yönde meydana gelen kesit tesirleri alınmış ve AASHTO 8.16.3.2' ye göre basit eğilme altındaki kazık başlığında okunan momentlere göre donatının yeterli olup olmadığı kontrol edilmiştir. Kazık başlığında köprüde meydana gelen en elverişsiz moment dağılımı plak eleman üzerinde Şekil 9.5'te gösterilmiştir. Buna göre kazık başlığında okunan en büyük moment değeri kazık başlığı alt donatısı kontrolü için 5100 kNm olarak okunmuştur. Kazık başlıklarında donatılar $\Phi 24/20+\Phi 24/20$ şeklinde çift sıra olarak düzenlenmiştir. Bu moment değerlerine karşı gelen donatılar ise Şekil 9.6'da hesap sonuçları gösterilen hesap çizelgesi yardımıyla kontrol edilmiştir.

Sonuç olarak kazıklı temelin kazık başlığının donatılarının yetersiz olduğu görülmüştür. Temele gelen kesit tesirlerinin azaltılması için kazık başlığının boyutlarının büyütülmesi gerekebilir. Hatta büyütülen kazık başlığına yeni kazıklar ilave etmek viyadük temellerinin güvenliğini artırmak için gereklidir denebilir.



Şekil 9.5 : 12.5x12.5 m. Kazıklı temel kazık başlığı en elverişsiz moment değerleri

Kesitteki faktörlü moment :	$M_u = 5.10E+09$ Nmm
Taşıma gücü azaltma katsayısı :	$f = 0.9$ (AASHTO 8.16.1.2.2.a)
Karakteristik beton basınç dayanımı :	$f'_c = 30$ MPa
Eğilme donatısının karakteristik akma dayanımı :	$f_y = 420$ MPa
Faydalı yükseklik :	$d = 2425$ mm
Kesit genişliği :	$b_w = 1000$ mm
Pas payı :	$d' = 75$ mm
Gereken eğilme donatısı alanı	
Eğilme taşıma gücü	$\phi M_u = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$ (AASHTO 8.16.3.2)
Eşdeğer basınç bloğu derinliği	$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w}$ (AASHTO 8.16.3.2)
$M_u = 5.10E+09$ Nmm	$\Rightarrow A_{s, \text{gerek}} = 5673$ mm ²
Minimum donatı alanı	
Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin (M_{cr}) en az 1.2 katı taşıma gücü sağlamalıdır. (AASHTO 8.17.1.1)	
Kopma modülü :	$f_t = 3.11$ MPa
Kesitin geometrik merkezine göre atalet momenti :	$I_g = 1.302E+12$ mm ⁴
Kesit ağırlık merkezinin alt tabana uzaklığı :	$y_t = 1250$ mm
Çatlama momenti :	$M_{cr} = f_t \cdot \frac{I_g}{y_t}$ $M_{cr} = 3.24E+09$ Nmm (AASHTO 8.13.3)
$1.2 M_{cr} = 3.9E+09$ Nmm	$\Rightarrow A_{s, \text{min}} = 4371$ mm ²
Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz. (AASHTO 8.17.1.2)	
$1.33 A_{s, \text{min}} = 7545$ mm ²	$A_{s, \text{min}} = \min\{4371, 7545\} = 4371$ mm ²
Dengeli donatı oranı	
Kesitteki donatı oranı dengeli donatı oranının 0.75 katından az olmalıdır. (AASHTO 8.16.3.1.1)	
$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{599.843}{599.843 + f_y} \right)$	$f'_c = 30$ Mpa $\Rightarrow b_1 = 0.85$ $\rho_b = 0.030354$
Sağlanan eğilme donatısı	
Eğilme donatısı alanı :	$A_s = 4909$ mm ² $\phi 25 / 20$ (ilave)
$A_s = 4909$ mm ²	$\left\{ \begin{array}{ll} A_{s, \text{gerek}} = 5673 \text{ mm}^2 & \text{Not OK} \\ A_{s, \text{min}} = 4371 \text{ mm}^2 & \text{OK} \end{array} \right.$
$\rho = 0.002024$	$< 0.75 \rho_b = 0.022765$ OK

Şekil 9.6: 12.5x12.5m'lik kazıklı temelde eğilme donatı tahkiki

9.2.2. Yüzeysel temellerin değerlendirilmesi

Analizler sonucunda yüzeysel temellerin altında teşkil edilen yay elemanlarda meydana gelen çökme değerlerinin düşey yatak katsayısı ile çarpılması ile elde edilen zemin gerilmelerinin genel olarak mevcut zeminin emniyet gerilmesinden ($\sigma_{zem}=1500 \text{ kN/m}^2$) hayli büyük olduğu Çizelge 9.6’ da görülmektedir.

Çizelge 9.6: Yüzeysel Temelerde meydana gelen en büyük zemin gerilmeleri

Temel	OutputCase	CaseType	U3	k_0*U3
	Text	Text	m	kN/m^2
7x12.5 yüzeysel	ENVELOPE	Combination	-0.014789	-2218.35
8x12.5 yüzeysel	ENVELOPE	Combination	-0.038899	-5834.85
9x12.5 yüzeysel	ENVELOPE	Combination	-0.039035	-5855.25

Bu durumda yukarıda belirtilen kesit tesirleri altında yüzeysel temeller stabilitesini kaybetmektedir. Dolayısıyla yüzeysel temellerin genişletilmesi gerekmektedir. Temellerin ne kadar genişletilmesi gerektiğine belirtilen yükler altında karar verilmesi gerekmektedir. Zemin emniyet gerilmesine ve stabilite tahkiklerine uygun olarak yüzeysel temeller genişliği artırılmalıdır.

Çizelge 9.4’ de. Temelde ankastre olarak modellenen köprü modelinin geçerli olabilmesi için 1, 2 ve 3 akslarındaki yüzeysel temellerin genişletilmesi gerekmektedir. Belirtilen yüzeysel temel mevcut donatılarının tahkikleri yapılmamıştır. Temellerin stabilitesinin sağlanmasından sonra donatı kontrollerinin yapılarak mevcut temel kalınlığının yeterli olup olmadığı veya genişletilmesiyle beraber yeni bir donatı düzeniyle kalınlaştırılmasının gerekliliği kontrol edilmelidir.

10. ZAMAN TANIM ALANINDA HESAP YÖNTEMİ

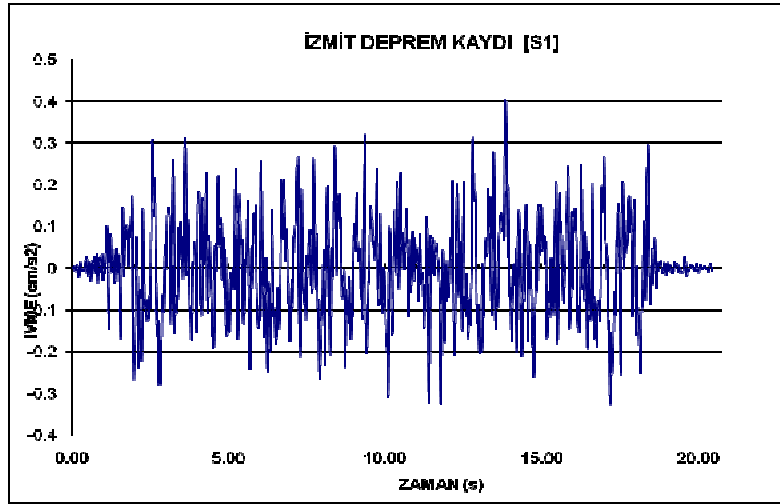
Sadabad II Viyadüğü daha önce de bahsedilen şekilde tasarım depremi senaryosu altında doğrusal olmayan analiz ile S1 ve S2 deprem senaryoları altında statik itme analizi ile incelenmişti; ancak bu bölümde köprünün bir de zaman tanım alanında hesap yöntemi ile doğrusal olmayan analizi yapılarak sonuçların karşılaştırılması amaçlanmıştır.

Bu bölümde zaman tanım alanında hesap sonuçları için yapı elemanlarında meydana gelen şekil değiştirmelerin S1 ve S2 deprem senaryolarına benzeştirilmiş deprem kayıtları altında izlenmesi ve bu sonuçların karşılaştırılmaları statik itme analizine benzer bir şekilde yapılmıştır. Deprem kayıtları olarak kullanılan, Prof. Dr. Muzaffer İPEK tarafından hazırlanan İzmit, Erzincan ve San Fernando Deprem Kayıtları aşağıda gösterilmiştir; ayrıca kayıtlarda ölçülen en büyük ivme değerlerinin kayıt zamanlarının da bulunduğu bir özet, Çizelge 10.1’ de verilmiştir.

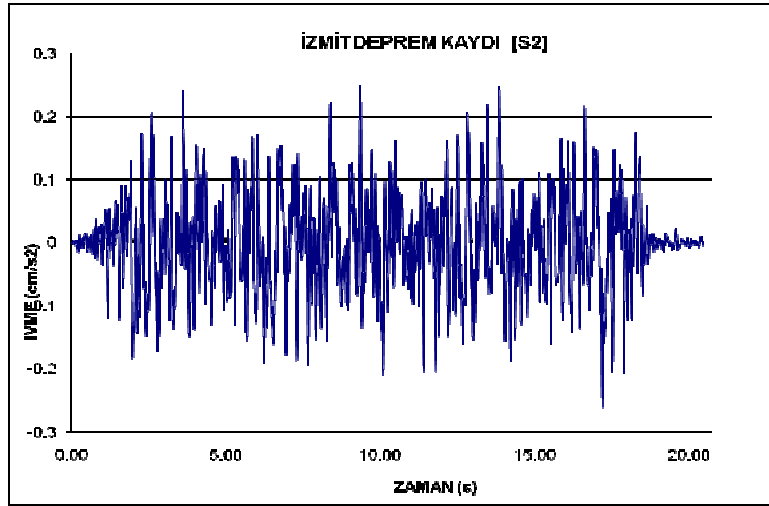
Bu deprem kayıtlarının oluşturduğu depremsel yükler altında Sadabad II Viyadüğü’nün doğrusal olmayan analizi yapılmıştır. Bu yüklerin oluşturduğu kesit tesirleri ve bunlara karşılık oluşan betonda kısılma ve çelikte uzaman şekil değiştirmelerinin Aydınoglu’nun raporu çerçevesinde verilen sınır değerlerle karşılaştırmaları yapılmıştır.

Çizelge 10.1 : Zaman tanım alanında kullanılan deprem kayıtları

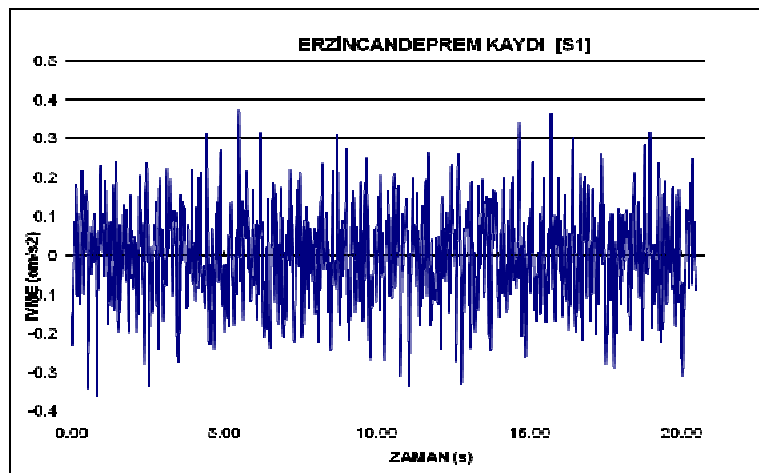
Deprem Kaydı	Gerçekleşme Olasılığı	Gerçekleşme Zaman Aralığı	En Büyük İvme Değeri	Kayıt Süresi	Kayıt Adedi
İzmit	50 yılda %50	72 yıl	0.261	20,47 s.	2047
	50 yılda %2	2475 yıl	0.403	20,47 s.	2047
Erzincan	50 yılda %50	72 yıl	0.310	20 s.	2001
	50 yılda %2	2475 yıl	0.374	20,47 s.	2047
San Fernando	50 yılda %50	72 yıl	0.230	20,47 s.	2047
	50 yılda %2	2475 yıl	0.373	20,47 s.	2047



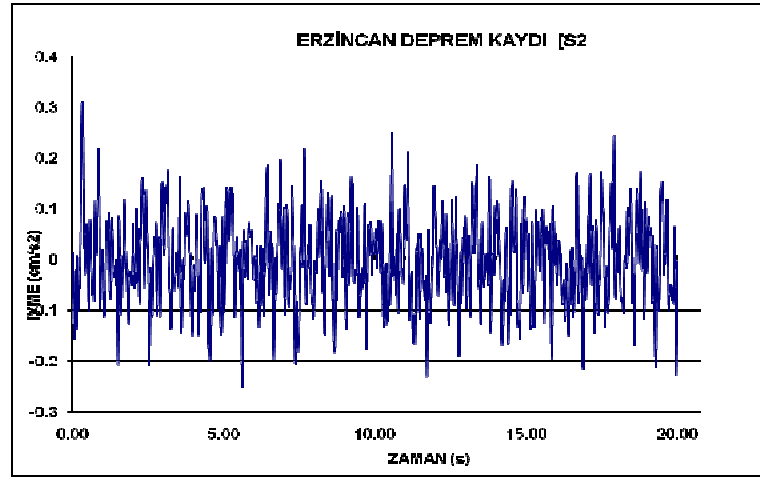
Şekil 10.1 : İzmit Depremi [S1] – Deprem Kaydı



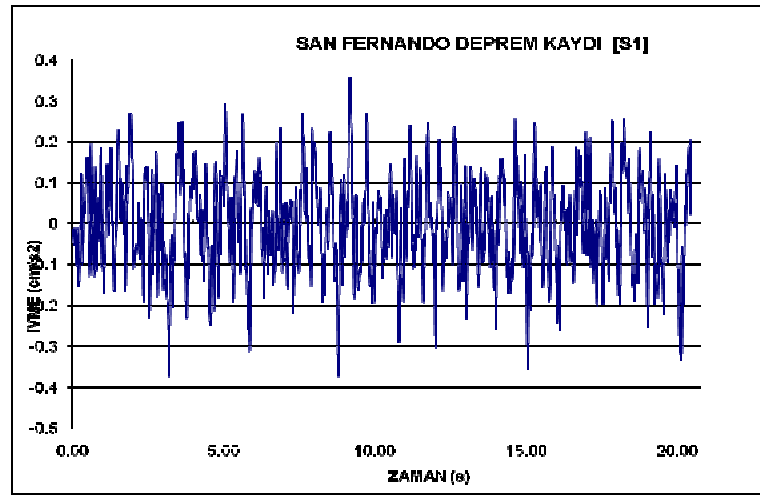
Şekil 10.2 : İzmit Depremi [S2] – Deprem Kaydı



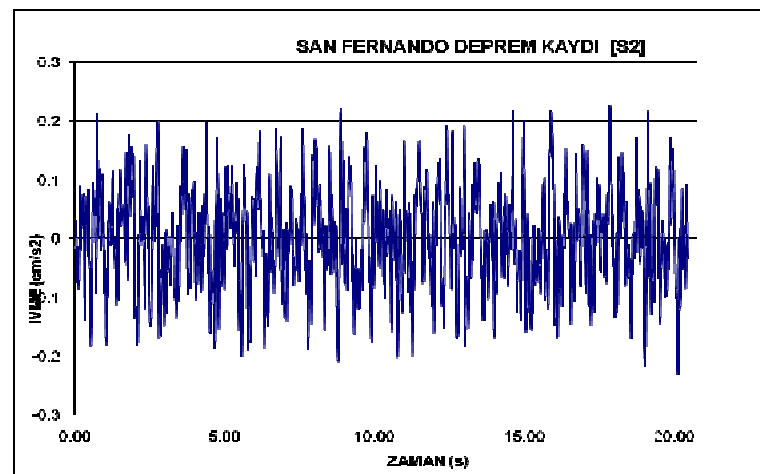
Şekil 10.3 : Erzincan Depremi [S1] – Deprem Kaydı



Şekil 10.4 : Erzincan Depremi [S2] – Deprem Kaydı



Şekil 10.5 : San Fernando Depremi [S1] – Deprem Kaydı



Şekil 10.6 : San Fernando Depremi [S2] – Deprem Kaydı

10.1 Zaman Tanım Alanında Hesap Sonuçları

Analiz sonucunda köprünün ayaklarında oluşan kesit tesirleri ve bu kesit tesirlerinden dolayı plastik mafsallarda meydana gelen şekil değiştirmeler Çizelge 10.2, Çizelge 10.3, Çizelge 10.4 ve Çizelge 10.6’da enine ve boyuna doğrultular için gösterilmiştir.

Çizelge 10.2: Köprünün boyuna doğrultusunda, S1 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap ile oluşan plastik dönme ve eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsalsal	Plastik Mafsalsal Boyu	P	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	IZMIT2	367H1	2.12672	-28523.79	117566.188	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	IZMIT2	385H1	2.89784	-33793.877	-73884.0823	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	SANFE2	403H1	2.95744	-33174.278	-78659.2955	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	SANFE2	456H1	2.98560	-33796.646	-96847.8654	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	SANFE2	459H1	3.02232	-33809.956	-95044.1553	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
6	SANFE2	462H1	3.06752	-34331.166	-93800.4856	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
7	IZMIT2	465H1	3.00128	-32350.933	68917.5927	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
8	IZMIT2	468H1	2.90360	-32247.844	58550.0357	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
9	IZMIT2	471H1	1.53440	-25344.512	140490.873	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

Çizelge 10.3: Köprünün boyuna doğrultusunda, S2 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap ile oluşan plastik dönme ve eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsalsal	Plastik Mafsalsal Boyu	P	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	ERZIN50	367H1	2.12672	-28830.213	-66173.2888	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	SANFE50	385H1	2.89784	-33470.148	-43787.4309	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	SANFE50	403H1	2.95744	-32987.4	-47271.1424	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	SANFE50	456H1	2.98560	-33743.099	-57812.9186	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	SANFE50	459H1	3.02232	-33789.718	-56569.0189	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
6	SANFE50	462H1	3.06752	-34262.508	-55658.722	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
7	SANFE50	465H1	3.00128	-33396.19	-39559.1736	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
8	SANFE50	468H1	2.90360	-32676.833	33788.6433	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
9	ERZIN50	471H1	1.53440	-25680.238	-73094.1301	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

Viyadüğün ayaklarında meydana gelen plastik şekil değiştirmelerin, S1 ve S2 deprem düzeylerinde, boyuna doğrultu için elastik sınırları aşmadığı görülmüştür.

Çizelge 10.4: Köprünün enine doğrultusunda, S2 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap ile oluşan plastik dönme ve eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsalsal	Plastik Mafsalsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	IZMIT50	367H1	2.12672	-28722.618	-25014.836	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	IZMIT50	385H1	2.89784	-33102.436	-36280.152	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	SANFE50	403H1	2.95744	-32769.802	-39141.632	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	IZMIT50	456H1	2.98560	-33595.686	-38952.863	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	IZMIT50	459H1	3.02232	-33747.551	-38932.381	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
6	IZMIT50	462H1	3.06752	-34065.023	-39038.956	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
7	IZMIT50	465H1	3.00128	-33019.731	-41484.754	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
8	IZMIT50	468H1	2.90360	-33132.644	-35451.647	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
9	IZMIT50	471H1	1.53440	-25546.329	-20161.671	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

Çizelge 10.5: Köprünün enine doğrultusunda, S2 deprem düzeyinde, zaman tanım alanında hesap ile oluşan plastik dönme ve eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsalsal	Plastik Mafsalsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
1	SANFE2	367H1	2.12672	-28722.618	-48031.094	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	SANFE2	385H1	2.89784	-33102.436	-69113.419	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	SANFE2	403H1	2.95744	-32769.802	-74529.898	0.000143	0.0000484	0.0005037	0.0005521
4	SANFE2	456H1	2.98560	-33595.686	-73210.423	0.000041	0.0000137	0.0005037	0.0005174
5	SANFE2	459H1	3.02232	-33747.551	-73010.346	0.000042	0.0000139	0.0005040	0.0005179
6	SANFE2	462H1	3.06752	-34065.023	-72595.929	0.000045	0.0000147	0.0005017	0.0005164
7	SANFE2	465H1	3.00128	-33019.731	-74224.702	0.000143	0.0000476	0.0005025	0.0005501
8	SANFE2	468H1	2.90360	-33132.644	-67619.972	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
9	SANFE2	471H1	1.53440	-25546.329	-38662.212	0.000000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

Sonuç olarak Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi ile analizi yapılan Sadabad II Viyadüğü ayaklarında meydana gelen plastik şekil değiştirmelerin, öngörülen sınır değerleri aşmadığı Çizelge 10.6'dan görülmektedir.

Çizelge 10.6: Zaman tanım alanında hesap sonucu, S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi

Orta Ayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		Tüm Orta Ayaklar			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 Depremi Enine
Plastik Dönme	θ_p	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0001430
Plastik Mafsallık Boyu	L_p	1.5344000	1.5344000	3.0675200	3.0223200
Plastik Eğrilik	κ_p	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000484
Elastik Eğrilik	κ_e	0.0012510	0.0012510	0.0005037	0.0005037
Toplam Eğrilik	κ	0.0012510	0.0012510	0.0005037	0.0005521
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.0006773	0.0006773	0.0013016	0.0012947
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.0027661	0.0027661	0.0029293	0.0029363
Sınır Değerler :		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi
Beton için	ε_c	0.004	0.018	0.004	0.018
Çelik için	ε_{st}	0.015	0.060	0.015	0.060

11. SONUÇLAR

Sadabad II viyadüğü için biri dayanım bazlı, diğerleri şekil değiştirme bazlı olmak üzere iki farklı yöntem seçilerek doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle yapının maruz kaldığı deprem etkileri sonrasındaki hasar durumu belirlenerek elde edilen analiz sonuçları çerçevesinde deprem performansı değerlendirilmiştir.

Dayanım bazlı inceleme ile tasarım depremi altında doğrusal elastik analiz yapılarak, kritik kesitlerde hesaplanan iç kuvvetlerin kesit kapasiteleri ile karşılaştırılmasıyla performans kontrolü yapılmıştır. Doğrusal yöntemde köprü elemanlarının değerlendirmesinde deprem etkisinin, kesitin kapasitesi ile düşey yük deprem etkisinin farkına bölünmesiyle elde edilen etki/kapasite oranları kullanılmıştır. Neticede incelenen viyadüğün ayaklarında meydana gelecek hasarın DBYBHY’de tanımlamış olan minimum hasar sınırını aşmadığı görülmüştür. Köprünün üst yapısında herhangi bir belirgin hasar meydana gelmemektedir de denilebilir.

İkinci olarak köprünün şekil değiştirme kontrollü, doğrusal olmayan analiz yöntemi olan Artımsal İtme Analizi Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri ile; servis depremi (S1) ve en büyük deprem senaryoları (S2) altında, enine ve boyuna doğrultularda analizleri yapılmıştır. Burada şekil değiştirmelerin karşılaştırılacağı sınır değerlerin kullanılmasında Aydınoğlu’nun hazırlamış olduğu rapor esas alınmıştır. Analizler sonucunda; yapıda S1 ve S2 deprem senaryoları altında meydana gelen malzeme birim şekil değiştirme değerlerinin, bu raporda belirtilen sınır değerlerden daha küçük kaldığı görülmüştür. Yani köprünün S1 depremine maruz kalması ile mevcut işlevine devam edeceği, S2 depremine maruz kalmasıyla ise yıkılmayacağı, ancak onarımına imkân verecek ölçüde bir hasar görebileceği sonucuna varılmıştır (Tablo11.1) .

Çizelge 10.6: Statik İtme Analizi ile Zaman Tanım Alanı Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

	Tüm Orta Ayaklar							
	Statik İtme Analizi				Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi			
S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 Depremi Enine	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 Depremi Enine
θ_p	0.000000	0.000000	0.000934	0.003668	0.000000	0.000000	0.000934	0.000143
L_p	1.534400	1.534400	3.067520	3.022320	1.534400	1.534400	3.067520	3.022320
κ_p	0.000000	0.000000	0.000304	0.001214	0.000000	0.000000	0.000304	0.000048
κ_e	0.001251	0.001251	0.000502	0.000504	0.001251	0.001251	0.000502	0.000504
κ	0.001251	0.001251	0.000806	0.001718	0.001251	0.001251	0.000806	0.000552
ε_c	0.000677	0.000677	0.001866	0.003267	0.000677	0.000677	0.001866	0.001333
ε_{st}	0.002766	0.002766	0.004955	0.011169	0.002766	0.002766	0.004955	0.003024
	S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi
ε_c	0.004	0.018	0.004	0.018	0.004	0.018	0.004	0.018
ε_{st}	0.015	0.060	0.015	0.060	0.015	0.060	0.015	0.060

Viyadüğün üstyapısının, yapılan bütün değerlendirmelerin sonuçlarında da kendisinden istenilen performansı gösterdiği belirlenmiştir.

Köprü elemanları için yapılan kayma tahkiklerinden ayakların kesme güvenliğinin yeterli olduğu bulunmuştur. Alt yapı elemanları üzerinde yapılan çalışmaya göre, kazıklı temellerin kazık elemanlarının kesit ve donatılarının yeterli olduğu; ancak kazıkların bağlı bulunduğu kazık başlıklarının donatı ve boyutlarının yeterli olmadığı tespit edilmiştir. Yüzeysel temellerin de üstyapıdan aldıkları yükleri güvenle zemine aktaramayacak kadar yetersiz oldukları görülmüştür. Bu durumda kazık başlık plaklarının mevcut alt donatılarının yeterli olduğu düzeye kadar kalınlığının artırılması, üstte yeni eklenen kalınlığa donatı yerleştirilmesi ve eklenen ve mevcut temelin birlikte çalışmasının temini gereklidir. Yüzeysel temellerin ise taban kalınlıkla beraber taban boyutlarının artırılması gereklidir. Burada da eski ve yeni temel kısımlarının birlikte çalışmaları sağlanmalıdır. Birlikte çalıştırma amacıyla dübeller kullanılabilir.

KAYNAKLAR

- AASHTO**, 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of Highway and Transportation Officials*.
- Aydoğan,M.**, 2008. Prefabrike Kirişli Köprülerin Tasarımı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi 2008 İlkbahar-Yaz Dönemi Mesleki Eğitim semineri.
- Aydinoğlu, 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.
- CALTRANS Ver.1.2**, 2001. Seismic Design Criteria Version 1.2, *California Transportation*, California.
- Celep Z.**, 2008. Betonarme Doğrusal olmayan Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Yayıncılık, İstanbul
- DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık Ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- Özer,E.**, 2009. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları
- Priestly, N. ve Calvi, M.**, 1995. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York.
- SAP2000 v11 NL**, Static & Dynamic Finite Element Analysis of Structures Nonlinear v 11, *Computers and Structures Inc.*, California.
- XTRACT**, 2007. Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.
- Yayın No: 207**, 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Adil AGUS

Doğum Yeri ve Tarihi: İSTANBUL 16.10.1985

Adres: İSTANBUL

Lisans Üniversite: YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ