İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR VİYADÜĞÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Emre Serdar YÜKSEL

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

OCAK 2008

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR VİYADÜĞÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Emre Serdar YÜKSEL
(501051042)

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

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Metin AYDOĞAN

Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Zekai CELEP

Doç.Dr. Mustafa ZORBOZAN

OCAK 2008

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum çalışmamda büyük yardımları bulunan, bilgisini benimle paylaşan bütün mesai arkadaşlarıma, Sedat MAVUZER, Uğur ÇALIŞKAN, Yeşim BİNARBAŞI, Esra NAMLI' ya, özellikle Musa K. BODUROĞLU, ve Batbayar GANBAT'a teşekkür ederim. Tez Çalışması için 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.

Ocak, 2008 Emre Serdar YÜKSEL

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR v
TABLO LİSTESİ vi
ŞEKİL LİSTESİ viii
SEMBOL LİSTESİ xi
ÖZET xiv
SUMMARY xv

1. GİRİŞ 1

2. YAPININ TANITILMASI 2
2.1 Mimari ve Geometri 2
2.1.1 Üstyapının tanıtılması 2
2.1.2 Kiriş açıklamaları 4
2.1.3 Başlık kirişi, kolon ve temel açıklamaları 4
2.2 Malzeme 5
2.2.1 Beton sınıfı 6
2.2.2 Betonarme donatısı 6
2.2.3 Paspayları 6

3. HESAPLARDA KULLANILAN TEKNİK VE ÇALIŞMA ESASLARI 7

4. MODELLEMEYE ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI 9
4.1 Yük Analizi 9
4.1.1 Kirişlerin yük analizi 9
4.1.2 Kalıp plağı (filigran) yük analizi 11
4.2 Üstyapı Zati Yük Analizi 12
4.3 Model Elemanları 13
4.3.1 Tabliye çubuk elemanı 13
4.3.2 Döşeme çubuk elemanı 14
4.3.3 Kolon çubuk elemanı 14
4.3.4 Başlık kirişi çubuk elemanı 15
4.3.5 Malzeme bilgileri 16

5. HESAP MODELİ 17

6. YAPININ DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER 19
6.1 Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri 19

7. DOĞRUSAL ELASTİK ANALİZ **21**
7.1 Doğrusal Elastik Analiz ile İlgili Açıklamalar 21
7.2 Doğrusal Elastik Analiz Hesapları 23
7.3 Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları 26

8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ **37**
8.1 Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi 37
8.1.1 Doğrusal olmayan elemanların modellenmesi 37
8.1.2 Plastik mafsal hipotezi 39
8.1.3 Plastik mafsal boyu 39
8.1.4 Doğrusal olmayan yöntemde kullanılan beton modeli - mander beton modeli 41
8.1.5 Moment eğrilik ilişkisi ve çatlamış kesit rijitlikleri 46
8.1.6 Akma yüzeyleri 49
8.2 Statik İtme Analizi 49
8.2.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü ile hesap 49
8.2.2 Statik itme analizi sonuçları 52
8.3 Zaman Tanım Alanında Hesap 64
8.3.1 Zaman tanım alanında hesap sonuçları 67
8.3.1.1 Doğru eksenli olarak kurulan model ZTAH sonuçları 67
8.3.1.2 Kurbta kurulan model ZTAH sonuçları 69

9. YAPI ELEMANLARININ DEĞERLENDİRİLMELERİ **73**
9.1 Kolon Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi 73
9.2 Ortaayak Yüzeysel ve Kazıklı Temellerin Değerlendirilmesi 74
9.3 Kenarayak Değerlendirmeleri 80
9.4 Deprem Takozu Değerlendirmeleri 84
9.5 Kiriş Oturma Mesafesi Tahkiki 85

10. SONUÇLAR **86**

KAYNAKLAR **89**

ÖZGEÇMİŞ **90**

KISALTMALAR

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

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 Kolon yükseklikleri, temel tip ve boyutları....5
Tablo 7.1 Doğru eksenli ve kurbta kurulan viyadük modelleri periyotları ve modal kütle katılım oranları....27
Tablo 7.2 Doğru eksenli olarak modellenen viyadük kolon en elverişsiz kesit tesirleri....29
Tablo 7.3 DBYBHY Tablo 7.3....29
Tablo 7.4 Doğru eksenli olarak modellenen viyadük kolon etki / kapasite oranları....32
Tablo 7.5 Kurbta modellenen viyadük kolon en elverişsiz kesit tesirleri....33
Tablo 7.6 Kurbta modellenen viyadük kolon etki / kapasite oranları....36
Tablo 8.1 Plastik mafsal oluşumu beklenen kesitler....40
Tablo 8.2 Plastik mafsal boyları....41
Tablo 8.3 Kolon sargılama nitelikleri....44
Tablo 8.4 Donatı çeliği karakteristik özellikleri....45
Tablo 8.5 Plastik moment oluşması muhtemel kesitlerde okunan normal kuvvetler....47
Tablo 8.6 Kolon kesit çatlamış rijitlikleri....48
Tablo 8.7 Tepe Yerdeğiştirmeleri ve Spektral Yerdeğiştirmeler....54
Tablo 8.8 Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları....58
Tablo 8.9 S1 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri....59
Tablo 8.10 S1 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri....60
Tablo 8.11 S2 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri....61
Tablo 8.12 S2 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri....62
Tablo 8.13 S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu....63
Tablo 8.14 Zaman tanım alanında kullanılan deprem kayıtları ile ilgili özet tablo....64
Tablo 8.15 Doğru eksenli köprü modeli köprünün boyuna doğrultusunda zaman tanım alanında analizinde oluşan plastik mafsallarda dönme ve eğrilik değerleri....67
Tablo 8.16 Doğru eksenli viyadük modeli köprünün enine doğrultusunda zaman tanım alanında analizde oluşan plastik mafsallarda dönme ve eğrilik değerleri....68
Tablo 8.17 Doğru eksenli Viyadük zaman tanım alanında hesap S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu....68

Tablo 8.18 Doğru eksenli viyadük modeli köprü enine yönde zaman tanım alanında analizde oluşan plastik mafsallarda dönme ve eğrilik değerleri 71
Tablo 8.19 Kurbtaki viyadük zaman tanım alanında hesap S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu.....72
Tablo 9.1 Farklı deprem kayıtları altında viyadük kolonlarında okunan en elverişsiz kesme kuvvetleri değerleri 73
Tablo 9.2 Temellere etkitilecek en elverişsiz kolon alt uç kesit tesirleri 76
Tablo 9.3 Kazıklı temel kazık en elverişsiz kesit tesirleri.....76
Tablo 10.1 Doğrusal olmayan analiz şekil değiştirme sonuçlarının karşılaştırılması 88

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 :Viyadük uydu görünüşü 2
Şekil 2.2 :Viyadük aks numaraları 3
Şekil 2.3 :Tipik en ve boykesit 3
Şekil 2.4 :Öngerilmeli kiriş en ve boykesitleri 4
Şekil 2.5 :Kolon enkesiti 5
Şekil 3.1 :En sade biçimiyle viyadük kolon modeli 8
Şekil 4.1 :Öngerilmeli kiriş boykesitleri 9
Şekil 4.2 :Öngerilmeli kiriş enkesitleri 10
Şekil 4.3 :Kiriş kalıp plaklarının yerleştirileceği kesimler 11
Şekil 4.4 :Örnek kalıp plağı (A ve B kalıp plakları) 11
Şekil 4.5 :Tabliye kesiti ve tanımlanan atalet eksenleri 13
Şekil 4.6 :Kolon enkesit özellikleri ve AUTOCAD okumaları 14
Şekil 4.7 :Başlık kirişi boyutları 15
Şekil 4.8 :SAP2000 başlık kirişi kesit tanımlaması 15
Şekil 4.9 :SAP2000 beton malzeme tanımlaması 16
Şekil 5.1 :Kurulan SAP2000 hesap modeli görünüşü 18
Şekil 7.1 :Düz olarak modellenmiş viyadük modeli 21
Şekil 7.2 :Kurbta modellenmiş viyadük modeli 21
Şekil 7.3 :Tasarım depremi için benzeştirilerek oluşturulmuş "spektral ivme–periyot spektrumu" 23
Şekil 7.4 :ASSHTO 2002; Tablo 3.22.1A dan alınan tablo 23
Şekil 7.5 :Kurbtaki viyadük modelinde uygulanan deprem doğrultuları 24
Şekil 7.6 :Viyadük Düz ve Kurbtaki Modellerinde 1. Mod Şekli 28
Şekil 7.7 :Viyadük Düz ve Kurbtaki Modellerinde 2. Mod Şekli 28
Şekil 7.8 :Viyadük Düz ve Kurbtaki Modellerinde 3. Mod Şekli 28
Şekil 7.9 :14932 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 30
Şekil 7.10 :16747 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 30
Şekil 7.11 :17050 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 31
Şekil 7.12 :18221 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 31
Şekil 7.13 :17072 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 32
Şekil 7.14 :17165 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 33
Şekil 7.15 :18306 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 33
Şekil 7.16 :17061 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 34
Şekil 7.17 :17287 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 34
Şekil 7.18 :16916 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 35
Şekil 7.19 :14984 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 35
Şekil 8.1 :Paralel çelik levhalar arasında kalan kauçuğu yanal hareket ile deformasyonu 38
Şekil 8.2 :Elastomer mesnet tanımlaması 38
Şekil 8.3 :Sargılama etkisi 42

Şekil 8.4 :DBYBHY 2007'ye göre sargılı ve sargısız beton dayanımlarının değişimleri 43
Şekil 8.5 :Mander Modeline göre tanımlanmış sargılı C25 kolon dayanımı 44
Şekil 8.6 :Beton ve donatı çeliği gerilme – şekil değiştirme diyagramları 45
Şekil 8.7 :XTRACT Programı kolon enkesiti 45
Şekil 8.8 :Bilineer halde moment – eğrilik ilişkisi 46
Şekil 8.9 :Çatlamış kesit rijitliklerinin programa girilmesi 48
Şekil 8.10 :İvme ile yerdeğiştirme ve spektral ivme ile spektral yerdeğiştirme ilişkileri, yapı davranışı 52
Şekil 8.11 :S1 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi 53
Şekil 8.12 :S2 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi 53
Şekil 8.13 :S1 depremi viyadük boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı 54
Şekil 8.14 :S1 depremi viyadük enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı 54
Şekil 8.15 :S2 depremi viyadük boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı 55
Şekil 8.16 :S2 depremi viyadük enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı 55
Şekil 8.17 :S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti–tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 56
Şekil 8.18 :S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 57
Şekil 8.19 :S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 57
Şekil 8.20 :S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 58
Şekil 8.21 :S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 59
Şekil 8.22 :S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 60
Şekil 8.23 :S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 60
Şekil 8.24 :S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 61
Şekil 8.25 :S1 Deprem Senaryosu köprünün boyuna ve enine doğrultusunda moment – eğrilik diyagramları 62
Şekil 8.26 :S2 Deprem Senaryosu köprünün boyuna ve enine doğrultusunda moment – eğrilik diyagramları 63
Şekil 8.27 :İzmit Depremi [S1] – Deprem Kaydı 65
Şekil 8.28 :İzmit Depremi [S2] – Deprem Kaydı 65
Şekil 8.29 :Erzincan Depremi [S1] – Deprem Kaydı 65
Şekil 8.30 :Erzincan Depremi [S2] – Deprem Kaydı 66
Şekil 8.31 :San Fernando Depremi [S1] – Deprem Kaydı 66
Şekil 8.32 :San Fernando Depremi [S2] – Deprem Kaydı 66
Şekil 8.33 :Viyadük enine ve boyuna doğrultuları 69
Şekil 8.34 :Kurbta modellenen köprü kolonlarında meydana gelen moment değerleri 70
Şekil 9.1 :12.5m X 8.5m kazıklı temel modeli 75

Şekil 9.2 :4,5,6,7 ve 8 aksları 12.5x7.5 kazıklı temel kazıkları iç kuvvet değerlendirmesi 77
Şekil 9.3 :9, 10, 11, 12, 13 ve 14 aksları 9.5x9.5m kazıklı temel kazıkları iç kuvvet değerlendirmesi 77
Şekil 9.4 :12.5x7.5 m. Kazıklı temel kazık başlığı köprü boyuna yönde moment değerleri.....79
Şekil 9.5 :12.5x7.5m.lik kazıklı temel köprü boyuna yönde donatı tahkiki.....80
Şekil 9.6 :A Aksı Kenarayak Modeli 81
Şekil 9.7 :B Aksı Kenarayak Modeli.....82
Şekil 9.8 :Kenarayak kolon kesit taşıma gücü analizi.....83
Şekil 9.9 :B aksı kenarayak kazıkları en elverişsiz kesit tesirleri ve moment normal kuvvet etkileşim diyagramı.....83
Şekil 9.10 :Öngerilmeli kiriş oturma mesafesi.....85

SEMBOL LİSTESİ

A_c : Kolon bürüt kesit alanı
$A_{elastomer}$: Elastomer mesnet yüzey alanı
A_s : Boyuna donatı alanı
A_{sw} : Sargı donatısı incelenen doğrultuda 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 : Kolon hesap genişliği
C_{R1} : birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d : Kolon, 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 donatı akma dayanımı
f_{ywd} : Sargı donatı tasarım (azaltılmış) akma dayanımı
f_{sy} : Çelik akma gerilmesi
f_{cc} : Sargılı beton dayanımı
f_{ck} : Betonun karakteristik 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 : Kolonların ortalama yüksekliği
$h_{net,elastomer}$: Çelik levhalar hariç Elatomer net yüksekliği
I_x : Tabliye Yatay eksende atalet momenti
I_y : Tabliye Düşey eksende atalet momenti

k_e : Sargılama etkinlik katsayısı
$k_{elastomer}$: Elastomer yanal ötelenme rijitliği
$k_{eşd}$: Eşdeğer yanal ötelenme rijitliği
k_{kolon} : Konsol kolon yanal ötelenme rijitliği
L : Kolon boyu
L_ℓ : Derzlerle ayrılmış tabliye uzunluğu
L_p : Plastik mafsal boyu
L_{x1} : x doğrultusundaki etkin kütlenin o doğrultudaki modal yerdeğiştirmeleriyle çarpımları toplamı
m : Yapının kütlesi
m_i : Yapının i'inci katının kütlesi
M_{dep} : Depremli durum moment değerleri
Mmaks : Okunan en büyük moment değeri
M_u : Moment taşıma gücü
M_{x1} : x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
M_{zati} : Zati yüklemelerde oluşan moment
M_1 : n'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle
M2 : Köprü enine eğilme Momenti
M3 : 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 verevlilik açısı
s : Sargı donatısı boyuna etriye aralığı
S_a : Spektral ivme
S_{ae1} : İtme analizinin birinci moda 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 yerdeğiştirme istemi
V_e : Kolon kiriş ve perdede esas alınan tasarım kesme kuvveti
V_r : Sürtünme kesmesi dayanımı
V_w : Sargı donatısı ile karşılanan kesme kuvveti
V2 : Köprü boyuna doğrultuda kesme kuvveti
V3 : 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_c : Beton basınç birim şekil değiştirmesi

ε_{cc} : Maksimum beton basınç gerilmesi değerinde basınç birim şekil değiştirmesi

ε_{cu} : Sargılı beton maksimum basınç şekil değiştirme kapasitesi

ε_{su} : Enine donatı çeliğinin en büyük gerilme altında yapabileceği en büyük uzama şekil değiştirmesi

ε_{sy} : Çelik akma uzama şekil değiştirmesi

ε_{sh} : Çelik pekleşmeli uzama şekil değiştirmesi

ε_{su} : Çelik kopma uzama şekil değiştirmesi

μ : Sürtünme katsayısı

Φ : Kolon kesit dayanım katsayısı

Φ_{xN1} : Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

Φ_{x1n} : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta ekseni doğrultusunda yatay bileşeni

Γ_{x1} : x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı

ρ_s : Hacımsal donatı oranı

ρ_x, ρ_y : Belirlenen x ve y doğrultularındaki hacımsal 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 hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans

ω_B : İvme spektrumunda karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans

K : Eğrilik

ϕ : Dönme (radyan)

MEVCUT BİR VİYADÜĞÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada İstanbul – Edirne istikametinde 16+862 km de bulunan "Yarımburgaz Viyadüğü"nün deprem performansı değerlendirilmiştir.

Mevcut köprünün sonlu elemanlar yer değiştirme yöntemini kullanan bir bilgisayar program paketi yardımıyla üç boyutlu modeli kurulmuş, doğrusal elastik ve doğrusal olmayan yöntemlerle analizi yapılmıştır.

Doğrusal elastik yöntemlerden çok modlu spektral analiz yöntemi kullanılmıştır. Bu dayanım esaslı performans analizi yöntemi ile yapının tasarım depremi olarak tariflenen, dönüş periyodu 475 yıl yani aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan, deprem altındaki davranışı incelenmiştir.

Aynı viyadüğün doğrusal olmayan yöntemle şekil değiştirme esaslı analizi yapılmıştır. Bu aşamada statik itme analizi ve zaman tanım alanında hesap yolu izlenmiştir. 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. Ayrıca köprünün kurbta olması ile düz olması haline ait farklılıklar da irdelenmiştir.

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

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

SUMMARY

In this study, the seismic performance of Yarımburgaz Viaduct, which is on 16+862.00Km. of Edirne – İstanbul Highway, is evaluated.

Three – dimensional mathematical model of the existing viaduct is prepared and analyzed with linear and non-linear methods.

Multimodal spectral analysis is used for strength based assessment of the viaduct. This analysis is performed by linear methods for strength based evaluation under the seismic effect of design earthquake. Design earthquake is defined by having the probability of occurance 10% in 50 years or having a return period of 475 years.

Same viaduct is evaluated by deformation based – nonlinear methods. At this phase; Pushover and Time History Analysis 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 occurance 2% and 50% in 50 years. The deformations are checked for “controlled damage performance level” and “minimum damage performance level”. In addition; the effect of the curved geometry of the bridge in comparisson with the alligned geometry is discussed.

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

1. GİRİŞ

1999 yılında meydana gelen üzücü depremlerin ardından mevcut yapıların deprem güvenilirlikleri sorgulanır olmuştur. Mevcut bir yapının, yapı tasarımı için kullanılan yöntemlerden çok değerlendirme amacına yönelik yöntemlerle incelenmesi daha uygun olmaktadır. Tasarım aşamasında kullanılacak yöntem seçimindeki esneklik yerini, mevcut bir yapının incelenmesinde kullanılan, yeterli ve güvenilir sonuçlar verecek ileri düzeydeki yöntemlerin kullanılmasına bırakmıştır. Ayrıca yapının incelenmesi için yeterli bilgi sahibi olunması gerekmektedir. Bilgi elde etmek için kullanılacak deney yöntemi, güvenilirliğin sorgulanmasında ve çözümlerin sunulmasında yeterli olmalıdır.

Yarımburgaz Viyadüğünün yukarıda bahsedilen felsefe çerçevesinde "Doğrusal Elastik Analizi" ve doğrusal olmayan yöntemlerden "Statik İtme Analizi" ve "Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Metod" ile analizi yapılmıştır. Elde edilen veriler sunulan Yüksek Lisans Tezi kapsamındadır.

Yarımburgaz Viyadüğü' nün seçilmesinde yapıya has özelliklerden "kurbta yeralan betonarme bir köprü" olması belirleyici olmuştur. Hesaplarda sonlu elemanlar ile çözüm yapan SAP 2000 genel yapısal analiz programı kullanılmıştır. Yapılan çalışmada; köprü bilgisayar modelinin kurulması ve başvuulan yöntemler şekiller ve grafikler üzerinde açıklanmaya çalışılmıştır. Köprü hakkındaki veriler, kurulan matematik model üzerinde gösterilmiştir. Ayrıca büyük yarıçaplı kurbtaki bu köprünün doğrusal olarak modellenmesi halindeki davranış farkları ve şekil değiştirmeleri incelenerek karşılaştırma yapılmıştır.

2. YAPININ TANITILMASI

2.1. Mimari ve Geometri

Genel Özellikleri:

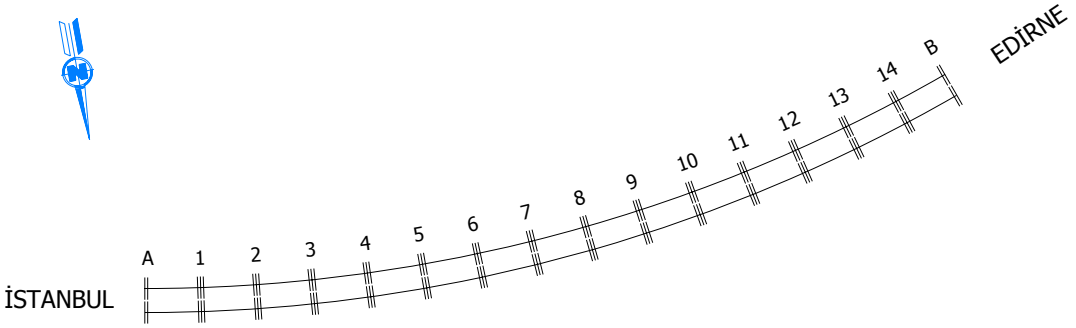
- Açıklık sayısı : 15
- Ayak eksenleri ara mesafesi : 40 m
- Kurb yarıçapı : 1150m.
- Köprü genişliği : 16.50 m
- Yürüme yolu genişliği : (1.25 m + 0.75 m) her iki köprüde de
- Kiriş Sayısı : 4 adet x 15 adet açıklık = 60 adet
- Derzlerin bulunduğu akslar : A, 3, 6, 9, 12 ve B akslarında her iki köprüde toplam 12 adet

2.1.1. Üstyapının Tanıtılması

Viyadük, 600 m uzunluğundadır ve güzergahı kurba bağlıyan bir klotoid ve devamında 1150 m yarıçaplı bir kurb üzerinde yer almaktadır. Viyadük Edirne – İstanbul istikametinde gidiş ve geliş olmak üzere birbirine paralel iki adet köprüden oluşmaktadır. Şekil 2.1 ve Şekil 2.2' de plan görünüşleri ve aks numaraları yeralmaktadır.

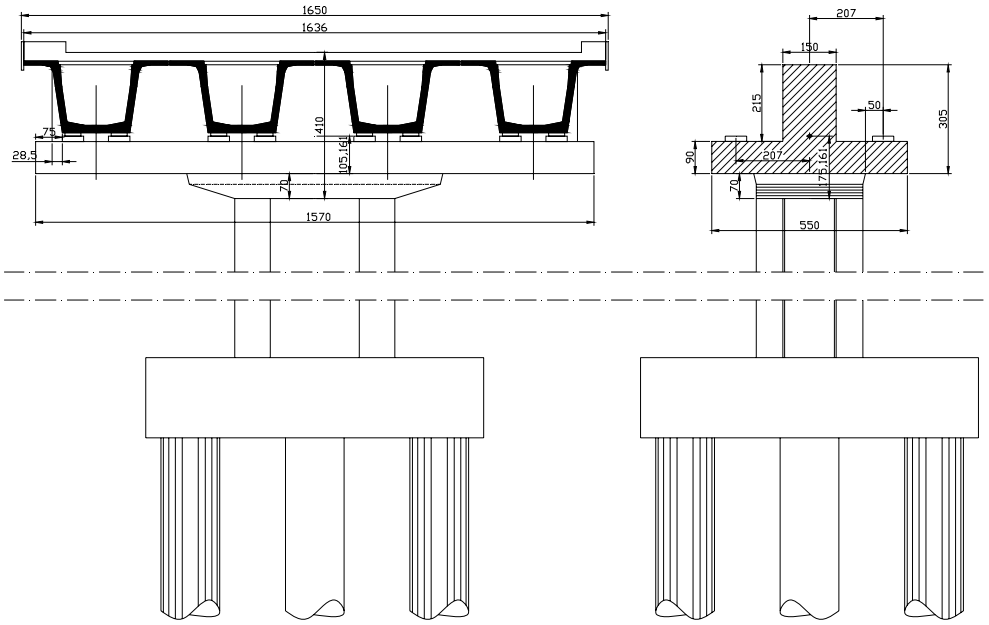


Şekil 2.1 : Viyadük uydu görünüşü



Şekil 2.2 : Viyadük aks numaraları

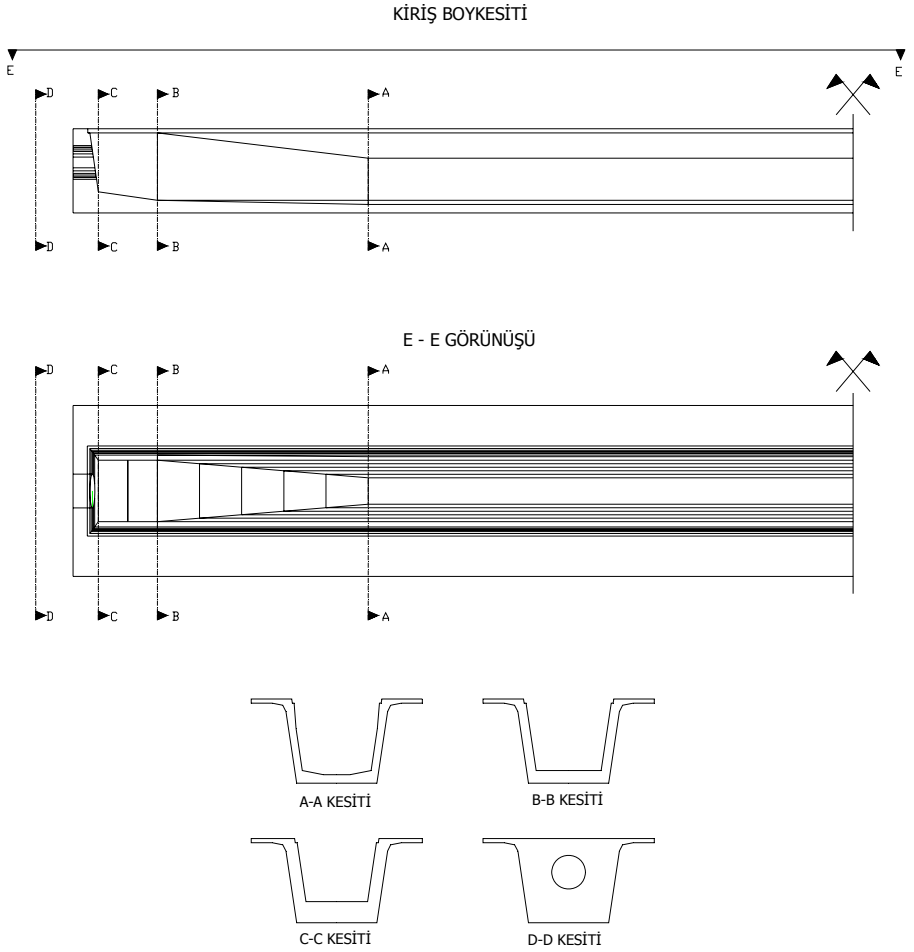
Köprü üstyapısı en az 25 cm kalınlığında tabliyeden ve değişken enkesitli kutu kesit 4 adet kirişten oluşmaktadır. Tabliye ve kirişlerden oluşan üstyapı toplam 16 adet neopren mesnet ile başlık kirişine oturmaktadır.



Şekil 2.3 : Tipik en ve boykesit

En genel haliyle köprü başlık kirişi Şekil 2.3' de boyutları verildiği gibi belirtilmiştir. Başlık kirişine oturan köprü üstyapısını oluşturan öngerilmeli kirişler ve kirişler üzerinde yer alan tabliye gayet ağır bir taşıt yükü altında çalışmaktadır. (H_{30}–S_{24} – 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

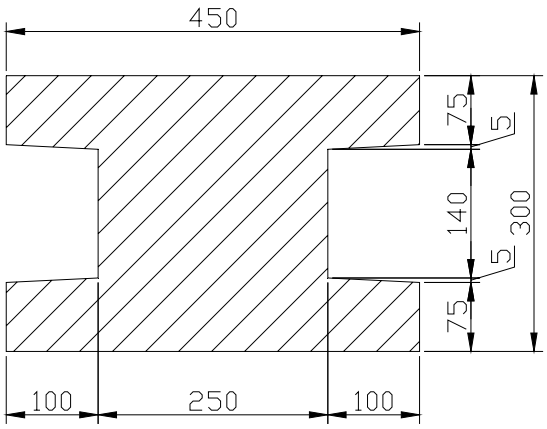


Şekil 2.4 : Öngerilmeli kiriş en ve boykesitleri

Tabliyeyi taşıyan kirişler 37.00 m uzunluğunda değişken enkesitli kutu kirişlerdir. Kesit U şeklindedir ve üzerine imal edilen betonarme plak elemanlar yerleştirilecek bunun üzerinde ise betonarme tabliye yer alacaktır. Herbir kiriş bir ucunda iki adet toplam dörder adet elastomer mesnet üzerinde oturmaktadır. Elastomerler ve deprem takozlarının yer alacağı yuvalar her kirişin iki ucunda da mevcuttur.

2.1.3. Başlık Kirişi, Kolon ve Temel Açıklamaları

Başlık Kirişi ters T enkesitinde bir geometriye sahiptir ve 15.70 m uzunluğundadır. Kolonlar "3.50m. x 4.50m." boyutlarında "H" kesite sahiptir (Şekil 2.5).



Şekil 2.5 : Kolon enkesiti

Kolonlar devamında her aksta yüzeysel ve kazıklı olmak üzere farklı temel sistemine sahip altyapıya oturmaktadır. Tablo 2.1' de üstyapıyı taşıyan her kolonun oturduğu temel ve temel sistemleri yer almaktadır.

Tablo 2.1 : Kolon yükseklikleri, temel tip ve boyutları

Aks No	Kolon Boyu	Temel Kalınlığı	Temel Boyutları	Temel Tipi
	(m)	(m)	(m)	
A		1.500		Kenarayak
1	7.220	2.000	7.5x6	Yüzeysel Temel
2	11.716	2.000	8.5x6.5	Yüzeysel Temel
3	11.803	2.000	8.5x6.5	Yüzeysel Temel
4	11.496	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
5	10.296	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
6	9.203	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
7	8.216	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
8	6.736	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
9	6.562	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
10	5.896	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
11	5.335	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
12	4.882	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
13	4.535	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
14	4.295	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
B		2.250		Kenarayak

2.2. Malzeme

Yapı modellenirken kullanılan malzeme özellikleri paftalarda verildiği değerlerle aynı alınmıştır. Bilgi düzeyinin tam olduğu bilinmektedir. Bilgi düzeyi kaysayısı "1.00"dir, (DBYBHY, 2007).

2.2.1. Beton Sınıfı

- Kolon, Perde ve Temellerinde : C25(f_{ck} = 25 MPa)
- Kazıklarda : C20(f_{ck} = 20 MPa)

2.2.2. Betonarme Donatısı

- Tüm yapı elemanlarında : S420 (f_{yk} = 420 MPa)

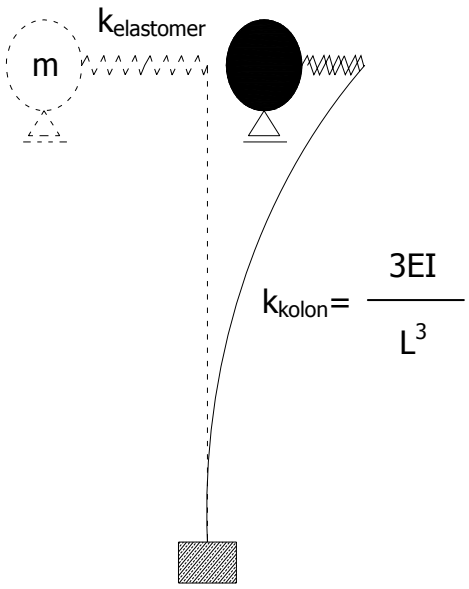
2.2.3. Paspayları

- Kolonlarda : 5.0 cm
- Temel ve Kazıklarda : 7.5 cm

3. HESAPLAMADA KULLANILAN TEKNİK VE ÇALIŞMA ESASLARI

Viyadüğün bilgisayar modeli kurulurken aşağıdaki hususlara dikkat edilmiştir.

- Yapının kütlesi mümkün olan en iyi hassaslıkta modele aktarılmıştır.
- Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yapı Analizlerinin karşılaştırılması için yapı kütlesi her iki modelde de aynıdır.
- Yapı elemanları, kesit özellikleri tanımlanan çubuk elemanlara dönüştürülmüştür. Örneğin tabliye ve üstyapıda yer alan kirişler eşdeğer kütleye ve eğilme rijitliğine sahip bir çubuk eleman olarak tanımlanmıştır.
- Yapı elemanlarının anlaşılır kısaltmalarla etiketlenmesi analiz sonuçlarını değerlendirme ve düzenlemede kolaylık sağlayacaktır. (Örneğin kolon çubuk elemanları için K01, K02 gibi)
- Kolonların plastik mafsal oluşması muhtemel kesimlerde çubuk parçalarına ayrılması daha sonra yapılan analizlerde ve analiz sonuçlarının düzenlenmesinde kolaylık sağlamıştır.
- Kolonların başlık kirişleriyle girişim yaptığı bölgelerde, tabliyenin kirişler ile başlık kirişinde yer alan elastomerlere oturduğu yerlere kadar olan kesimlerde kütlesi ve ağırlığı olmayan eğilme ve kesme rijitliği yüksek fiktif çubuklar tanımlanmıştır ve çubuk elemanlar tanımlanan bu fiktif çubuklarla birleştirilmiştir. Bu da gerçeğe yakın bir modelleme şeklidir.
- Bilgisayar analizi sonuçlarının basit el hesaplarıyla kontrolü hesap ve modellemede olası önemli hataların yakalanmasını sağlar. Bu yöntemle yapının periyodu yaklaşık olarak Denklem (3.1) ve Denklem (3.2) deki gibi basit formüllerle kontrol edilebilir. Bu amaçla eşdeğer statik yük yöntemi ile hesap yapıp, örneğin 1.mod periyotlarını karşılaştırmak yapı hakkında önemli bir karşılaştırma büyüklüğü elde etmemiz anlamına gelir.



Şekil 3.1 : En sade biçimiyle viyadük kolon modeli

$$\frac{1}{k_{eşd}} = \frac{1}{k_{elastomer}} + \frac{1}{k_{kolon}} \tag{3.1}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k_{eşd}}} \tag{3.2}$$

- Yapı kütlesinin yeterli oranda (en az % 90) modal analize katılması sağlanmalıdır. (ASSHTO, 2002)

- Doğrusal Analizde köprünün gerçek periyodunun belirlenmesinde, başlık kirişlerinde yer alan deprem takozlarıyla kirişler arasındaki boşluklar dikkate alınmalıdır. Belirtilen deprem takozu ile kiriş aralarındaki boşlukları sağlayacak şekilde modeldeki yay elemanların rijitliğini arttırarak elastomer mesnet yerdeğiştirmelerini sınırlandırmak gerekebilir. Bu da yeterli derecede gerçekçi bir yaklaşımdır. Elastomer mesnetlerin çalışma felsefesinde deprem takozlarına çarpması istenmemektedir. Ancak bu, maksimum deprem durumunda meydana gelebilecek bir durum olup dikkate alınması yerinde olur.

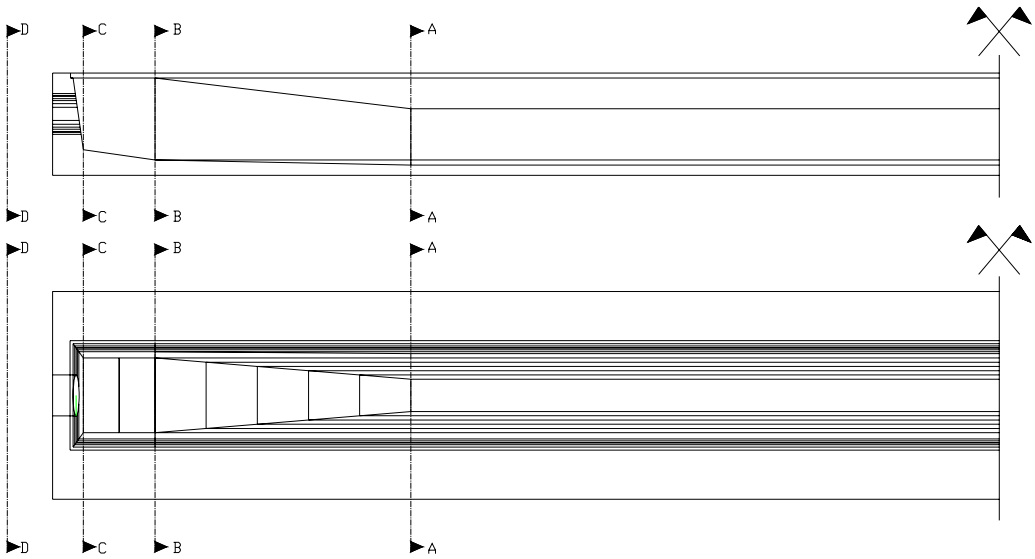
4. MODELLEMEYE ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI

4.1. Yük Analizi

4.1.1. Kirişlerin Yük Analizi

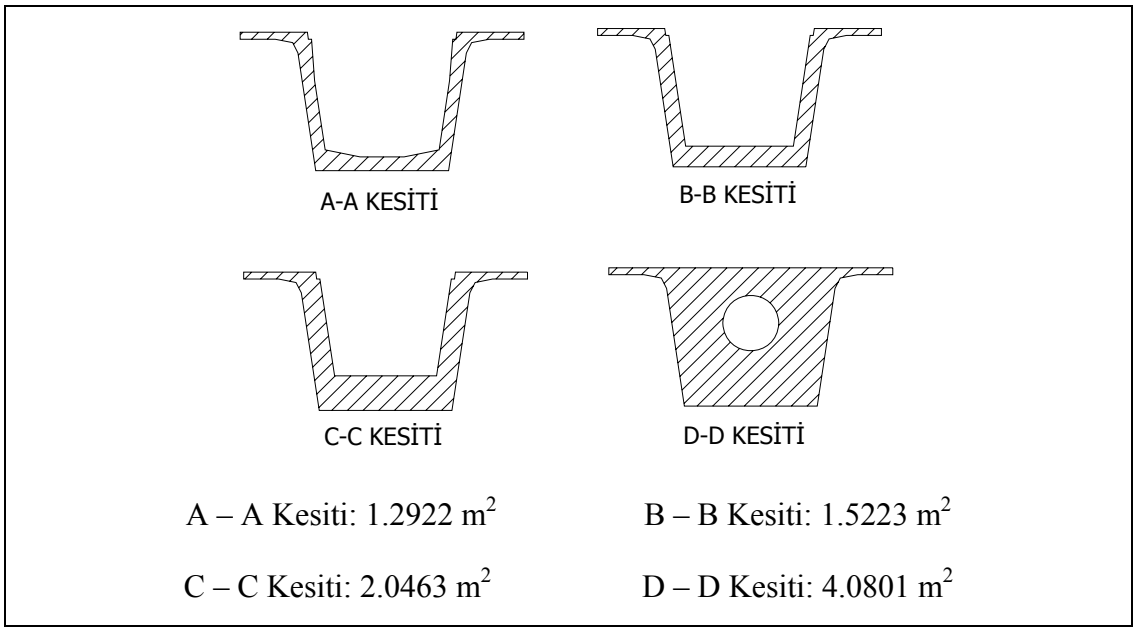
Kiriş ağırlığı zati yük analizinde yer alacağı için diğer üstyapı elemanlarından önce hesaplanmıştır (Şekil 4.1).

Kiriş enkesitleri arasında kesit değişimi doğrusaldır. Hesap kolaylığı açısından kiriş ağırlığının kiriş boyunca eşdeğer olarak dağıldığı kabulü yapılmıştır. Eşdeğer kiriş kesiti üstyapı hesaplarında eğilme rijitliği için dikkate alınmıştır. Ağırlığı kesin olarak hesaplanmış ve bu ağırlığın kiriş uzunluğu boyunca homojen olarak dağıldığı varsayılmıştır.



Şekil 4.1 : Öngerilmeli kiriş boykesitleri

Şekil 4.1' de alınan A, B, C ve D kesitlerinin konumları Şekil 4.2' de enkesit alanlarıyla beraber verilmiştir. Kiriş ağırlıkları hesaplanırken bu alanlardan faydalanılmıştır. Yeterli hesap hassasiyeti için bu alanlar uzunluklarıyla kullanılmıştır.



Şekil 4.2 : Öngerilmeli kiriş enkesitleri

A – A Kesiti; 23.00 m boyunca

A – A Kesiti ile B – B Kesiti arası; 2 x 5.00 m boyunca

B – B Kesiti ile C – C Kesiti arası; 2 x 1.40 m boyunca

C – C Kesiti ile D – D Kesiti arası; 2 x 0.20 m boyunca

D – D Kesiti; 2 x 0.40 m boyunca uzanmaktadır.

Elastomer mesnet yuvaları ihmal edilebilir ve kirişten çıkarılmamıştır.

Buna göre kiriş hacmi:

$$Alan_{A-A} \times 23.00m + \left[\frac{Alan_{A-A} + Alan_{B-B}}{2}\right] \times 10.00m + \left[\frac{Alan_{B-B} + Alan_{C-C}}{2}\right] \times 2.80m$$

$$+ \left[\frac{Alan_{C-C} + Alan_{D-D}}{2}\right] \times 0.40m + Alan_{A-A} \times 0.80m$$

$$= 1.2922 \times 23.00 + (1.2922 + 1.5223)/2 * 10 + (1.5223 + 2.0463)/2 \times 2.80$$

$$+ (2.0463 + 4.0801)/2 \times 0.40 + 4.0801 \times 0.80 = 53.2808m^3$$

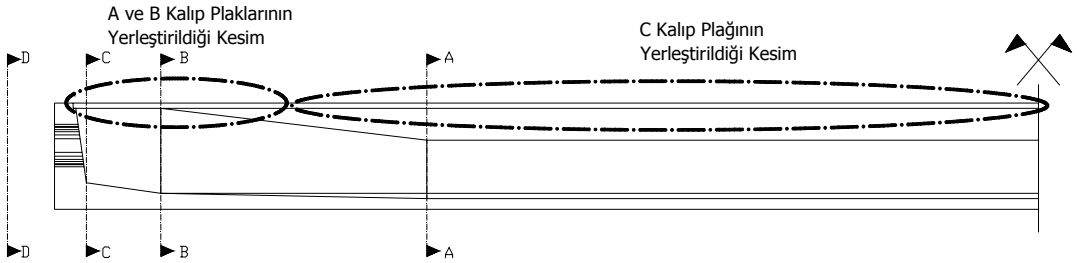
şeklinde hesaplanmıştır.

Buna göre bir adet Öngerilmeli Kirişin Ağırlığı = 53.2808 x 25 kN/m^3 =*1332.02 kN*

Birim ağırlık = 1332.02kN / 37.00m =36.00 kN/m

4.1.2. Kalıp Plağı (Filigran) Yük Analizi

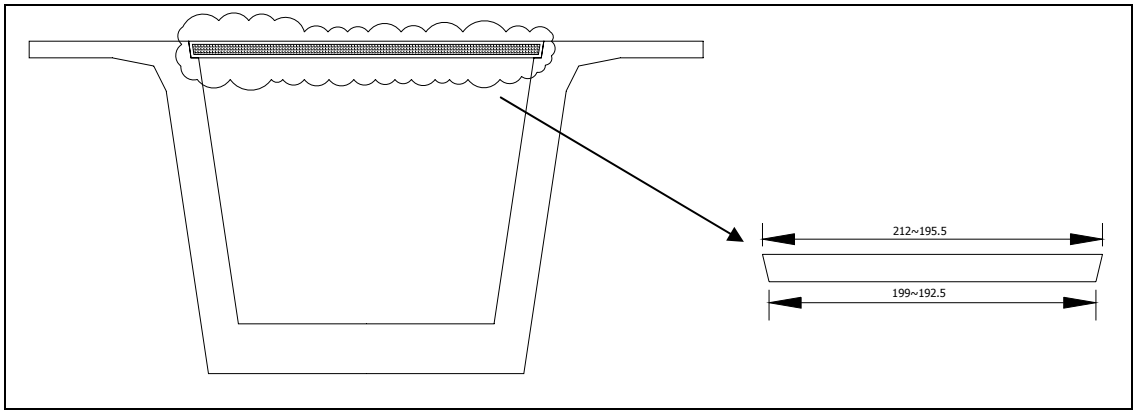
Kalıp plakları daha önce de bahsedildiği gibi kirişlerin üzerinde yeralan ve tabliyeye kalıp görevi gören betonarme elemanlardır. Kirişlerin eğilme rijitliğine bir katkıları olmayıp kendilerine etkiyen yükleri (özellikle tabliye döküm esnasında oluşan yükler) güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılırlar.



Şekil 4.3 : Kiriş kalıp plaklarının yerleştirileceği kesimler

A ve B Kalıp Plakları Ağırlıkları:

(Kiriş enkesitine göre C ile B kesitleri arasında doğrusal değiştiği bilinmektedir.)



Şekil 4.4 : Örnek kalıp plağı (A ve B kalıp plakları)

$$\left(\frac{2.12+1.99}{2}\right)\times 0.10 = 0.2055m^2 \qquad \left(\frac{1.955+1.925}{2}\right)\times 0.10 = 0.1940m^2$$

Plak Hacmi (A ve B Toplamı): $\left(\frac{0.2055+0.1940}{2}\right)\times 1.65 = 0.3296m^3$

Ağırlık:

Kirişin 2 ucunda yeraldığı için,

2 adet x 0.3296 x 25 kN/m^3 =16.475 kN

C Kalıp Plağı Ağırlığı;

Öngerme Kısımları;

$5 \times 2.12 \times (7.245E-3) = 0.0768m^3$

$2 \times 1.00 \times (7.245E-3) = 0.0145m^3$

Plak Kısmı;

$2.12 \times 1.00 \times 0.03 = 0.0636m^3$

Plak Hacmi;

0.0768 + 0.0145 + 0.0636 = 0.1549 m^3

1 adet Plak Ağırlığı = 0.1549×25 = 3.8725 kN

1 adet Kiriş için, kalıp plağı toplam ağırlığı;

A + B + 33 adet × C = 16.475 + 33 × 3.8725 = 144.265 kN

1 kiriş için kalıp plakların birim ağırlığı = 144.265 / 37 = 3.899 kN/m

4.2. Üstyapı Zati Yük Analizi

Yürüme Yolu	$:(1.18m + 0{,}68m) \times 0.30m \times 25kN/m^3$	$= 13.95kN/m$
Asfalt Kaplama	$:14.50m \times 0.06m \times 23kN/m^3$	$= 20.01kN/m$
Prekast Panel	$:2 \text{ adet} \times 0.07m \times 0{,}80m \times 25kN/m^3$	$= 2.80kN/m$
Tabliye	$:16.36m \times 0.25m \times 25kN/m^3$	$= 102.25kN/m$
Korkuluk	$: 2 \text{ adet} \times (1.00kN/m + 0.50kN/m)$	$= 3.00kN/m$
Öngerilmeli Kiriş	$: 4 \text{ adet} \times 36.00kN/m$	$= 144.00kN/m$
Kalıp Plağı	$: 4 \text{ adet} \times 3.899kN/m$	$= 15.596kN/m$
Toplam birim üstyapı ağırlığı :		$= 301.606kN/m$

- Bir elastomer mesnete gelen yük :

301.606 kN/m × 40 m / 16 adet = 754.015 kN/mesnet

4.3. Model Elemanları:

4.3.1. Tabliye Çubuk Elemanı

Kiriş enkesit alanı : 1.2923 m^2 (A-A Kesiti eşdeğer kesit olarak alınmıştır.)

Tabliye betonunun enkesit uzunluğu : 16.36 m

Tabliye betonunun minimum kalınlığı : 25 cm

$$4 \times 1.2923m^2 + 16.36m \times 0.25m = 9.2592m^2$$

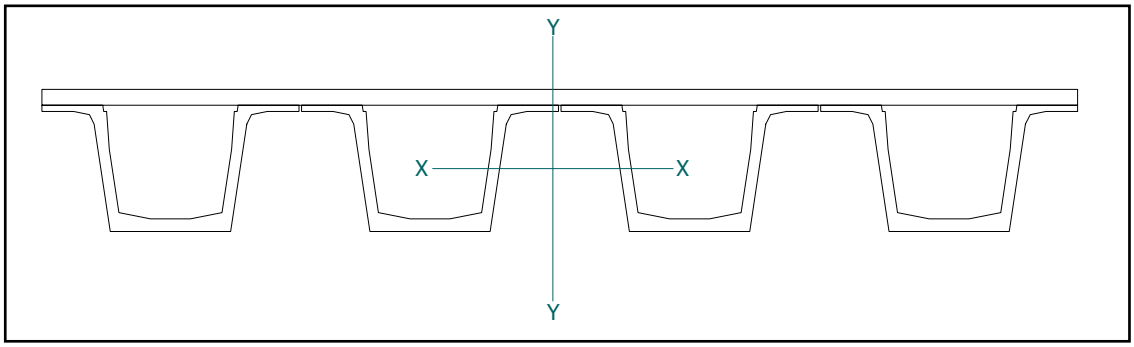
Tabliyeyi temsil ederken kullanılacak çubuk elemanın özkütlesi ve özağırlığı;

$\frac{301.606kN/m}{9.2592m^2} = 32.574kN/m^3$ birim ağırlıklı,

$\frac{32.574kN/m^3}{9.81m/s^2} = 3.321kNs^2/m^2$ birim kütleye sahip,

ve enkesiti 9.2592 m^2 olan bir çubuk tanımlanmıştır. Eğilme rijitliği tabliye kesiti için AutoCAD' den enkesit "region" komutuyla bir bölge halinde tanımlanmış ve "massprop" komutuyla enkesit özellikleri olarak görüntülenmiştir.

- Tabliyeyi temsil ederken kullanılacak çubuk eleman Şekil 4.5' deki kesite sahiptir. Ayrıca tabliyeyi temsil edecek elemanın atalet momentleri de aşağıda verilmiştir.



Şekil 4.5 : Tabliye kesiti ve tanımlanan atalet eksenleri

I_x: 6.189 m^4, I_y: 205.147 m^4

4.3.2. Döşeme Çubuk Elemanı

Genleşme derzlerinin bulunmadığı akslarda modelleme amacıyla döşeme kesitli bir çubuk eleman kendi kesit özellikleriyle aynı şekilde tanımlanmıştır. Döşeme kesitinde atanacak yoğunluk ve birim ağırlık aynı şekilde aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

- Döşeme birim ağırlığı:

Tabliye betonunun, asfaltın, yaya ve oto korkuluklarının bu kesimde devam ettiği dikkate alınmıştır. Köprü veya viyadük eğer çok uzun değilse bu kesimlerde tabliyenin enkesitinin (dikdörtgen çubuk eleman) sadece derzlerin bulunmadığı yerlerde tanımlanması sonucu değiştirmez. Çünkü yapı kütlesinde yüzdesi çok azdır.

142.01 kN/m

$16.36m \times 0.25m = 4{,}09m^2$,

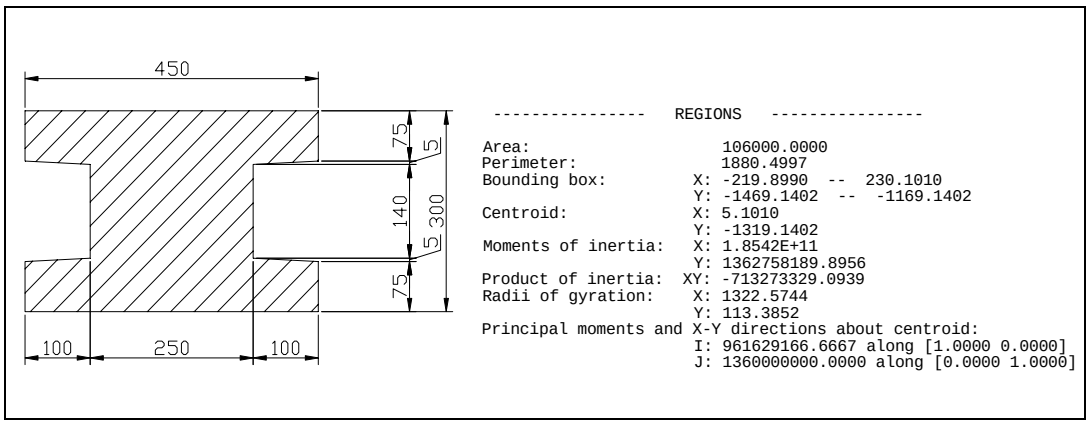
Öz ağırlığı; $\frac{142.01kN/m}{4.09m^2} = 34.721kN/m^3$

Özkütlesi; $\frac{34.721kN/m^3}{9.81m/s^2} = 3.539kNs^2/m^2$ şeklinde hesaplanmıştır.

Ayrıca döşeme eğilme rijitliği 25 cm. kalınlığa ve 16.36 m genişlikteki enkesite sahip betonarme elemanınkiyle aynı alınmıştır.

4.3.3. Kolon Çubuk Elemanı

Kolon çubuk elemanı enkesiti atalet momenti değerleri AutoCAD yardımıyla hesaplanmıştır. (Şekil 4.6)



Şekil 4.6 : Kolon enkesit özellikleri ve AUTOCAD okumaları

Buna göre;

Kolon enkesit alanı : 10.6 m^2

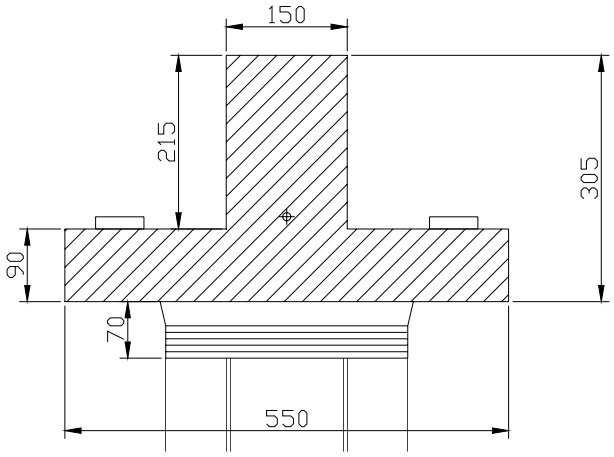
Köprü boyuna yönde atalet momenti : 9.6163 m^4

Köprü enine yönde atalet momenti : 13.6 m^4

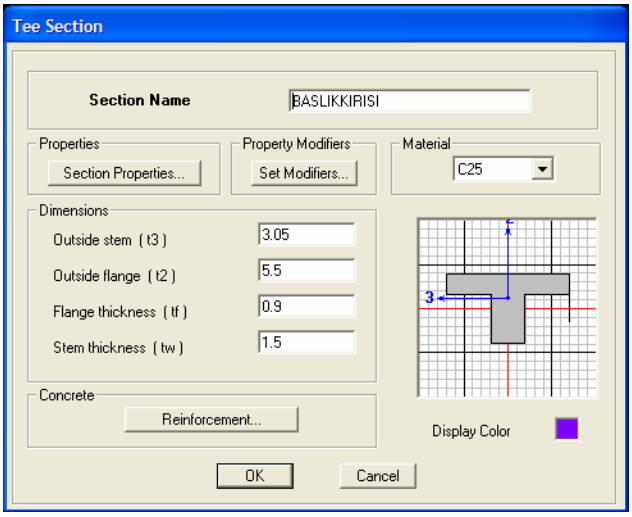
olacak şekilde, tabliye ve döşeme kesitleri gibi SAP2000 programında "general section" olarak yani genel özellikleri dışarıdan girilen kesit olarak tanımlanmıştır.

4.3.4. Başlık Kirişi Çubuk Elemanı

Başlık kirişi kesit özellikleri Şekil 4.7' de verilmiştir. Başlık Kirişi T kesitli bir kiriş gibi tanımlanmıştır (Şekil 4.8).



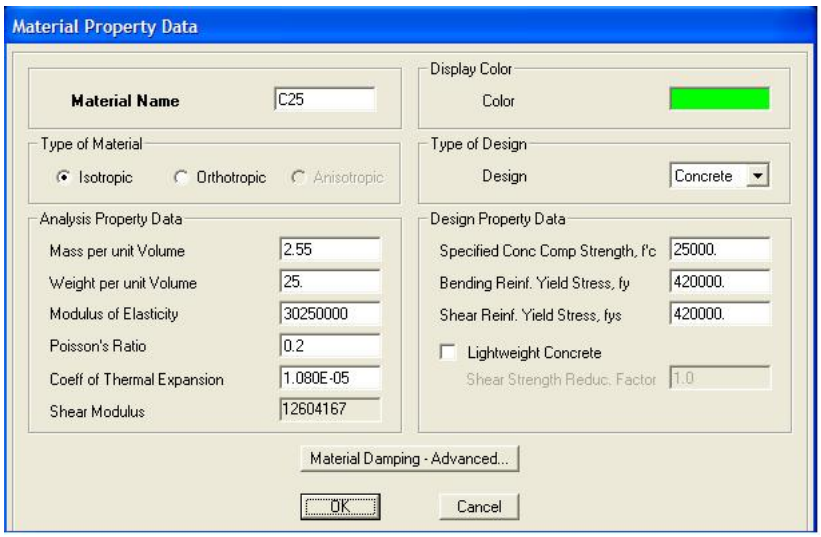
Şekil 4.7 : Başlık kirişi boyutları



Şekil 4.8 : SAP2000 başlık kirişi kesit tanımlaması

4.3.5. Malzeme Bilgileri

Betonun Elastisite Modülü TS 500 ve birim hacim ağırlığı TS 498 de verildiği şekilde hesaplanmış ve SAP2000 Programına aşağıdaki gibi girilmiştir. Kolon ve başlık kirişi kesitleri için bu malzeme kullanılmış, döşeme ve tabliye kesitleri için ise hesapları yapılan kendi malzemeleri tanımlanmış ve bu malzemeler kullanılmıştır. C25 için sınıfı beton için Elastisite Modülü 30250 MPa, Poisson oranı 0.2 ve sıcaklık katsayısı 1.08 E-8 olarak alınmıştır (Şekil 4.9).



Şekil 4.9 : SAP 2000 beton malzeme tanımlaması

Yapının davranışının incelenmesinde kullanılmak üzere bir betonarme kesit modeli kurulmuş ve özellikleri incelenmiştir. Ayrıca yapının doğrusal olmayan analizi için sargılı beton modeli olarak Mander Beton modeli esas alınmıştır. Kolon kesitlerinin analizi için ise yine Mander modelini esas alan XTRACT programı kullanılmıştır.

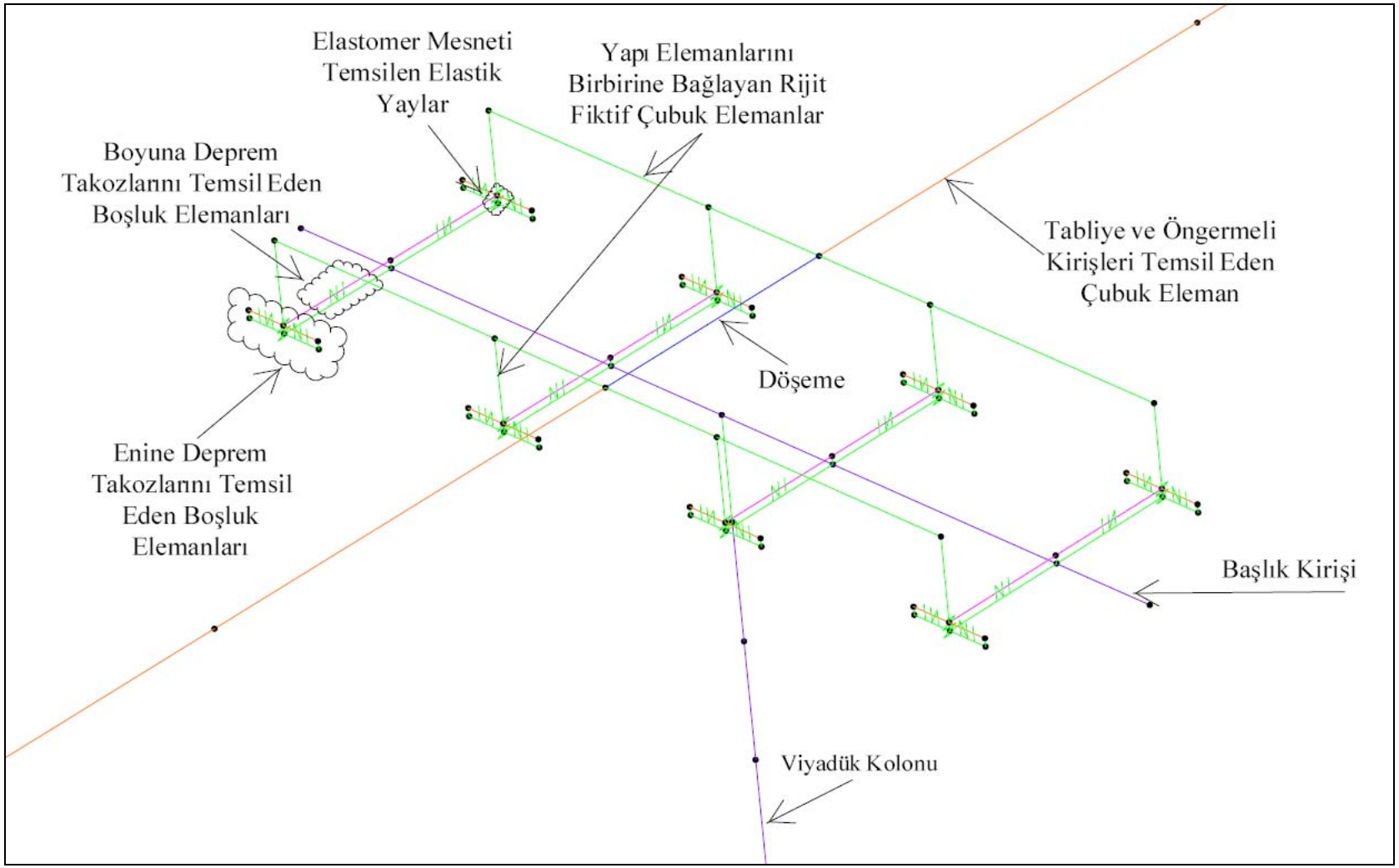
5. HESAP MODELİ

Bölüm 4.de belirtilen özelliklere sahip kurulan hesap modelinde başlık kirişi, kolonlar ve üstyapıyı oluşturan kirişler ve tabliye "çubuk elemanlar" olarak modellenmiştir. Ayrıca elastomer mesnetler; doğrusal elastik yaylar olarak viyadük modelinde gerçekte varolduğu şekliyle kullanılmıştır. Bunların dışında kirişlerin deprem takozlarına depremli durumda çarpmalarını modellemek amacıyla "gap" yani basınca çalışan boşluk elemanları kullanılmıştır. Bu elemanlar belirtilen deprem takozları ile kirişler arasında varolan mesafenin ötesinde yeterli rijitlik tanımlandığında çarpma tesirlerini aktaracak şekilde başlık kirişine fiktif elemanlarla bağlanmıştır. Bu esaslar çerçevesinde Şekil 5.1' deki model kurulmuştur.

Tabliye betonu kirişlerin beraber ve tek bir kesit özelliği gösteren kompozit bir kesit gibi çalışmasını sağlamaktadır. Dolayısıyla Bölüm 4.3.1 de belirtildiği gibi tek bir kesit özelliğine sahip çubuk eleman olarak gösterilmiştir.

Herbir kiriş başlık kirişine iki adet elastomer mesnet ile oturmaktadır. Modelde ise kirişlerin oturdukları bu elastomerler iki elastomer mesnetin rijitliğine sahip bir adet doğrusal özellikli yay eleman ile oluşturulmuştur. Ayrıca bu elastomerlerin kirişlere bağlandıkları düğüm noktalarında başlık kirişine tabliyeyi bağlayan gap elamanlar köprünün boyuna ve enine yönlerinde deprem takozlarının boşluk değerlerini temsilen oluşturulmuştur. Bu elamanların yay rijitlikleri belirtilen boşluklarından sonra (köprünün boyuna yönde 10 cm ve enine yönde 5 cm) programın denklem stabilitesini bozmayacak şekilde yüksek bir değer girilerek bu şekilde deprem takozlarına çarpmaları modele aktarılmaktadır.

Şekilde genleşme derzlerinin bulunmadığı akslarda döşemenin sürekliliğini sağlayan döşeme çubuk elemanı da görülmektedir. Bütün çubuk elemanlar kesitlerin ağırlık merkezlerinden modellenmişlerdir. Dolayısıyla bu elemanların girişim yaptıkları kesimlerde yine fiktif elemanlar kullanılmıştır. Viyadük kolonunu temsil eden çubuk eleman ile başlık kirişini temsil eden çubuk elemanın bağlandığı ve gerçekte girişim yapan kesim de bu fiktif eleman ile bağlanmıştır.



Şekil 5.1 : Kurulan SAP2000 hesap modeli görünüşü

6. YAPININ DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER

Bir yapının deprem yükleri altında göstereceği yerdeğiştirmeler ve şekil değiştirmeler esas alınarak değerlendirilen davranışı, o yapının deprem performansı olarak adlandırılır. Bir yapının deprem performansının belirlenmesinde kullanılacak yöntemler dayanıma göre veya şekil değiştirmeye bağlı performans değerlendirmeleri olarak 2 ana başlık altında incelenebilir.

Dayanıma göre performans doğrusal elastik yöntem kullanılarak analizi yapılmış yapıların değerlendirilmesinde kullanılabilir bir yöntemdir. Yapıda doğrusal elastik analiz sonucu bulunan iç kuvvetler ile elde edilen "*dayanım talebi"*nin "*dayanım kapasitesi"*yle karşılaştırılması esasına dayanır.

Şekil değiştirme esaslı performans değerlendirmesinde ise yapıda deprem yükleri altında oluşacak şekil değiştirmeler, yapı elemanlarının şekil değiştirme kapasiteleriyle karşılaştırılır. Yani elemanlarda deprem yükleri altında plastik şekil değiştirmeler oluşup oluşmadığı ve bunların ne düzeylerde kaldığı incelenmektedir. Dolayısıyla daha gerçekçi ve değerlendirilmesi daha anlamlı olmaktadır (Aydınoğlu, 2005).

6.1. Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri

Mevcut yapıların performansının düzeyinin incelenmesi durumunda, yapıdan tahmini deprem yükleri altında hedeflenmiş belirli davranışları göstermeleri istenmektedir. Bunlar; "Minimum" veya "Kontrollü Hasar" performans düzeyleri olarak tanımlanmaktadır, (Aydınoğlu, 2005).

Buna göre deprem büyüklükleri tanımlanmış, bu büyüklükteki yüklerin altında yapının davranışının da minimum veya kontrollü hasar düzeylerinde kalması hedeflenmiştir.

Tanımlanan bu büyüklükler;

- S1 Depremi; Aşılma olasılığı 50 yılda %50 olan depremdir. Dönüş periyodu 72 yıldır. S1 deprem spektrumu, tasarım depreminin yaklaşık yarısı kadardır. S1 depremi altında yapıda minimum ya da ihmal edilebilecek düzeyde hasar oluşması beklenir. Bu, yapının deprem sonrasında servis durumunda kalmasına, yani normal işlevine devam etmesine karşı gelmektedir. Bu yüzden "Servis Depremi" adı ile de anılabilir.

- Tasarım Depremi; Aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan büyüklükteki bir depremdir. Deprem spektrumu tasarımı için kullanılan depreme benzeştirilerek elde edilmiştir. Dönüş Periyodu 475 yıldır.

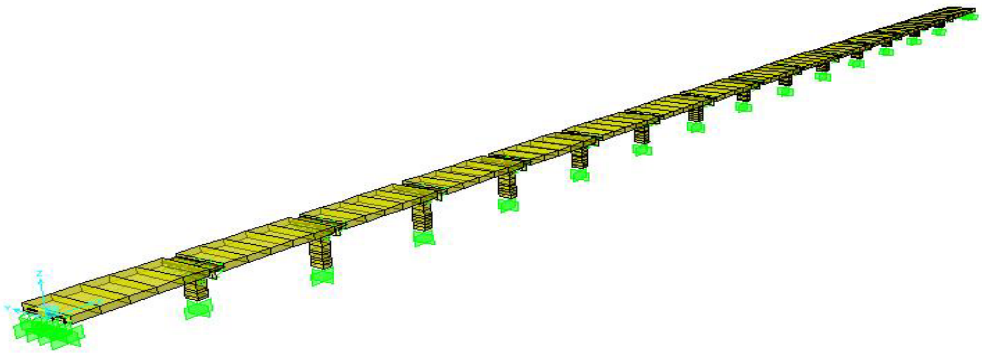
- S2 Depremi; Aşılma olasılığı 50 yılda %2 olan büyüklükteki depremdir. Dönüş Periyodu 2475 yıldır. Spektrumu Tasarım depreminin yaklaşık 1.5 katı kadardır. Bu depremi geçirmiş yapıda belirli düzeyde hasar görülmesi beklenir. Ancak köprü veya viyadüğün elemanlarında görülecek plastik şekil değiştirmelerin belirli sınırların altında kalması istenir. Yapının göçmesi kesinlikle istenmez, yapıda görülecek hasar onarılabilecek düzeyde kalmalıdır. Yapının bu deprem altında kontrollü hasar performans düzeyini göstermesi beklenir.

Yarımburgaz viyadüğünün analizinde kullanılan, S1 ve S2 depremleri için viyadük için özel olarak hazırlanan spektrumlar kullanılmıştır. Bu spektrumların elde edilmesi için viyadük için özel olarak bir çalışma yapılmıştır (İpek ve Pakdamar, 2007). Ayrıca kullanılan benzeştirilmiş deprem kayıtları Mecidiyeköy Viyadüğü için aynı araştırmacılar tarafından verilmiş olan deprem kayıtlarıdır. Yarımburgaz Viyadüğü Kuzey Anadolu Fay Hattının F-7 Segmentine 19.03 km uzaklıktadır. Mecidiyeköy Viyadüğü ise Kuzey Anadolu Fay Hattının F-6 Segmentine 24.26 km uzaklıkta yeralmaktadır.

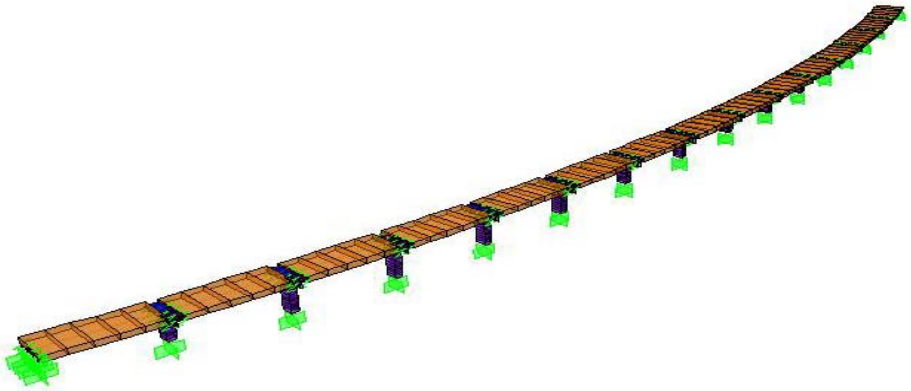
Yarımburgaz Viyadüğü'nün yukarıda belirtilen S1 ve S2 depremleri altında belirtilen performans düzeylerini gösterip göstermediği doğrusal olmayan yöntemler ile de incelenmiştir.

7. DOĞRUSAL ELASTİK ANALİZ

7.1. Doğrusal Elastik Analiz ile İlgili Açıklamalar



Şekil 7.1 : Doğru eksenli olarak modellenmiş viyadük modeli



Şekil 7.2 : Kurbta modellenmiş viyadük modeli

Doğrusal analiz için kurulan model, viyadük ile aynı aks açıklığına, Bölüm 4'de açıklaması yapılan üstyapıya ve kolonlara sahip doğru eksenli bir köprü gibi modellenmiştir. Paralel iki viyadüğün aynı özelliklere sahip olmasından dolayı viyadüklerden biri ile çalışılmıştır. Modelleme aşamasına başlık kirişinin modellenmesinden başlanması hız açısından yine bir üstünlük sağlamıştır. Daha sonra başlık kirişlerinin tabliye ve döşeme kesitleriyle birleştirilmesi çubuk elemanlar kullanarak yapılmıştır. En son olarak kolonlar temel üst kotuna kadar

boyutlandırılmıştır. Kolonların temel üst kotuna kadar modellenmesinde amaç sadece üstyapıda oluşan kesit tesirlerini görmektir. Köprü modellerinde temel için boyutlandırma veya kontrol aşamasında, temellere aktarılacak tesirler kolon alt uçlarından okunacak ve temel üst kotundan temele etkitilecektir. Kolonlar bu amaçla temele bağlandıkları bu düğüm noktalarında ankastre olarak tanımlanmışlardır. Bu çalışma temel ya da kazık başlığı ve kazıklardan oluşan ayrı bir altyapı modeli kurulması açısından da üstünlük sağlamaktadır. Yapının temelleriyle beraber modellenmesi durumunda yapı periyodunun artacağı ve kolonlarda oluşacak kesit tesirlerinin ise azalacağı, yani yapı rijitliğinin daha az elde edileceği açıktır. Bu şekilde de güvenli tarafta kalınmıştır.

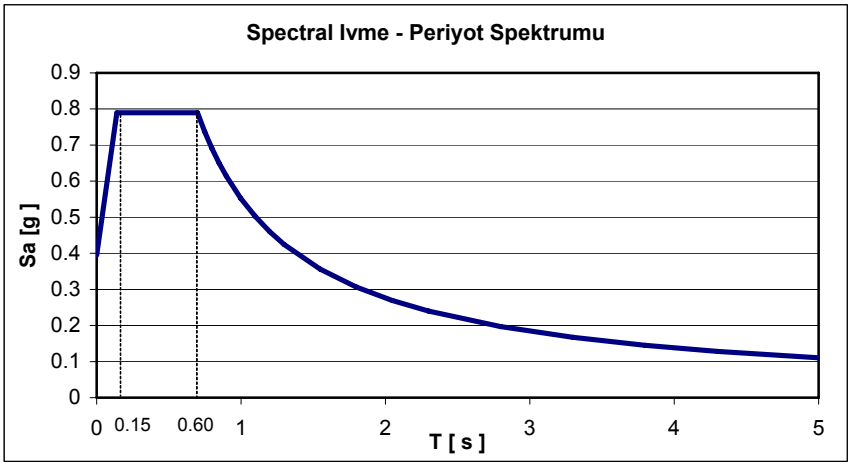
Yapının yekpare çubuk elemanlar olarak modellenmesi çözümü hızlandırsa da sonlu elemanlar metoduyla çözüm yapan bir program kullanıldığı için birbirine yakın uzunluklarda çubuk elemanlar kullanılması çözümün yakınsaklığı açısından önemlidir. Bu yüzden kolonların ve tabliyenin temsil edildiği çubuk elemanların yeterli düğüm noktası içeren parçaya ayrılması gerekmektedir. Yapı kütlesinin düğüm noktalarında toplanarak çözüme gidildiği de düşünüldüğünde sonuçların düğüm noktası sayısıyla etkileneceği dikkate alınmalıdır.

Köprü SAP 2000 ile modellendikten sonra zemin sınıfına bağlı spektrumlar elde edilmiş, kendi ağırlığı altında analizi yapılmıştır. Depremli durum kombinasyonlarında ASSHTO 2002 Tablo 3.22.1A'ya (Şekil 7.4) göre köprü tasarımında hareketli yükler katılmamıştır.

Viyadük kolonlarının çatlamış kesit rijitlikleriyle çalışılmıştır. (Çatlamış kesit rijitlikleri daha sonra doğrusal olmayan analiz için yapılan hazırlık aşamalarında hesaplanmış ve Bölüm 8'de Tablo 8.6 ile gösterilmiştir.)

Tasarım depremi olarak tanımlanan deprem spektrumu altında yapı elemanlarının kuvvete dayalı analizi yapılmıştır. Spektrum spektral ivme – periyot grafiği olarak Şekil 7.3 te tariflenmiştir.

Doğru eksenli ve kurbta modellenen köprü modellerinde belirtilen bu spektrum deprem spektrumu olarak girilmiş ve kesit tesirleri bu deprem yükleri altında okunmuştur ve kesit dayanımları ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 7.3 : Tasarım depremi için benzeştirilerek oluşturulmuş "spektral ivme–periyot spektrumu"

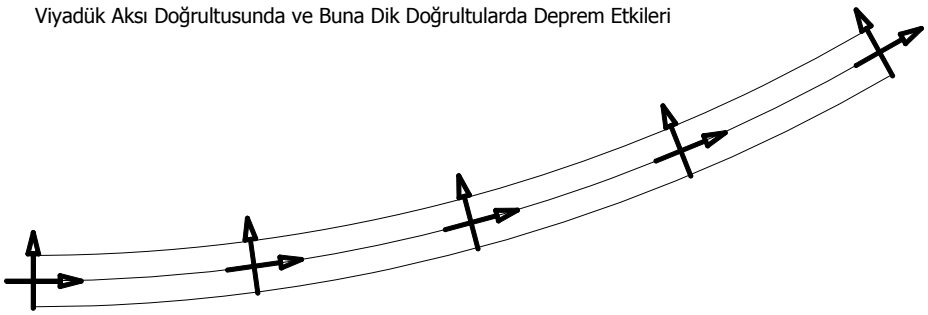
Col. No.		1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
			β FACTORS														
GROUP		γ	D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100	
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150	
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**	
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0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

Şekil 7.4 : ASSHTO 2002; Tablo 3.22.1A dan alınan tablo

7.2. Doğrusal Elastik Analiz Hesapları

Doğrusal Analiz olarak modların birleştirilmesi yöntemi kullanılmıştır. Köprü için ASSHTO Division 1A 3.5' e göre Zemin Sınıfı "3" olarak verilmiştir. Bu Türk yönetmeliğinde "Z3" olarak tanımladığımız zemin sınıfına karşı gelmektedir. Bu ilişki için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte (DBYBHY, 2007) karakteristik periyotları T_A= 0.15 s. ve T_B= 0.60 s. olarak verilmiştir. Daha önce de bahsedildiği gibi varolan bir yapının değerlendirilmesinde

tasarım için kullanılan verilerin kullanılmasında sakıncalar vardır. "Z3 deprem spektrumuna dayanarak benzeştirilmiş spektrum eğrisi tasarım depremi için tanımlanan spektrum kullanılmıştır, (Şekil 7.3). Deprem yükleri doğrusal olarak modellenen viyadük modelinde köprünün boyuna ve enine yönde, kurbta modellenen viyadük modelinde ise belirtilen beş farklı doğrultuda ve bunlara dik doğrultularda etkitilmiştir, (Şekil 7.5).



Şekil 7.5 : Kurbtaki viyadük modelinde uygulanan deprem doğrultuları

Modal kütle katılımının %90'ın altında kalmaması için viyadük doğal titreşim periyotları SAP2000 kullanılarak RITZ yöntemiyle belirlenmiştir. Derzlerle ayrılmamış yüksek kolonlara sahip olmayan köprülerde ve viyadüklerde hakim periyot yapının boyuna doğrultusundadır. Diğer hakim periyotların yapının enine ve yapı düşey ekseninde burulma şeklinde olması beklenmelidir. Ancak derzlerle ayrılmış olması ve güzergah üzerinde 600 m gibi uzun bir yapı olması dolayısıyla hakim periyodun derzlerle ayrılmış her kesimde farklı yönlerde çıkması beklenebilir. Viyadük modeli çubuk elemanlarla modellenmiş ve analizi doğru eksenli viyadük modeli ve kurbtaki viyadük modeli için yapılmıştur. Doğrusal analiz yapılarak viyadük kolonlarında oluşan iç kuvvetler diğer analizlerle karşılaştırılmak amacıyla not edilmiştir. Buna göre en büyük kesit tesirleri tabloda kurbtaki ve doğru eksenli köprü modelleri için yer almaktadır.

Herbir kolon konsoldur ve en büyük kesit tesirleri kolon alt ucunda meydana gelmektedir. Kolonlarda kesit azaltması ve donatı azaltması yapılmadığı paftalara dayanarak bilinmektedir. Dayanımı sadece sargı donatısının azaltılması etkilemektedir. Ancak sargı donatısının azaltıldığı kesitler temel üst kotundan 2.40m. ve 1.80m. yukarıda yapılmıştır. Kesit tesirlerinin özellikle kolon momentinin bu kota

kadar azaldığı bilinmektedir. Bunun için yalnızca kolon alt uçlarından kesit tesirleri okunmuştur.

Bu elemanlara karşılık kesit tesirleri okunmuş ve olumsuz olan kesit tesirleri tablo halinde verilmiştir. Doğru eksenli viyadük modelindeki ve kurbta modellenen viyadükteki çubuk eleman kesit tesirleri karşılıklı olarak verilmiş ve bunlardan en olumsuzu ikinci bir tabloda gösterilmiştir.

Buna göre dayanım esaslı performans belirlenmesinde yapı elemanlarının davranışları hakkında sonuçlar elde edebilmek için yine XTRACT ile kesit taşıma güçleri hesaplanmış ve bu değerler ile karşılaştırılmıştır. En olumsuz kesit tesirleri kendi normal kuvvet (P) altında çizilen moment etkileşim diyagramı altında incelenmiştir. Kolon kesit kapasiteleri hesaplanırken etkileşim diyagramlarından okunan dayanımları %30 arttırılır (AASHTO, 2002). Bu, kesitin plastik şekil değiştirme kapasitesi dahil taşıyabileceği en büyük moment değeridir. Etki / kapasite olarak tanımlanan değerler hesaplanmıştır. Kolon kesitlerinin eğilme etki/kapasite oranları, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesit artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan, eğilme momentinin farkıdır. Eğilme etki/kapasite oranlarının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır. (DBYBHY, 2007).

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

Yukarıdaki denklemde belirtilen değerin hesaplanmasında amaç yapı elemanının hangi hasar bölgesinde kaldığının belirlenmesidir. Dolayısıyla amaca yönelik olarak çalışmak gerekirse makul bir hasar bölgesi sınırının seçilmesi ve kolon kesitlerinde meydana gelen hasarın hangi hasar bölgesinde kaldığının belirlenmesi daha uygundur. Kısaca bir etki kapasite oranı seçilir, bu oran ile kolon dayanımlarının hangi hasar bölgesinde kaldıkları belirlenir. Etki kapasite oranının birkaç kez değiştirilmesiyle hangi hasar bölgesinde kaldıkları tespit edilebilir. Bu şekilde hızlı ve sonuca yönelik çalışmak mümkün olacaktır.

7.3. Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları

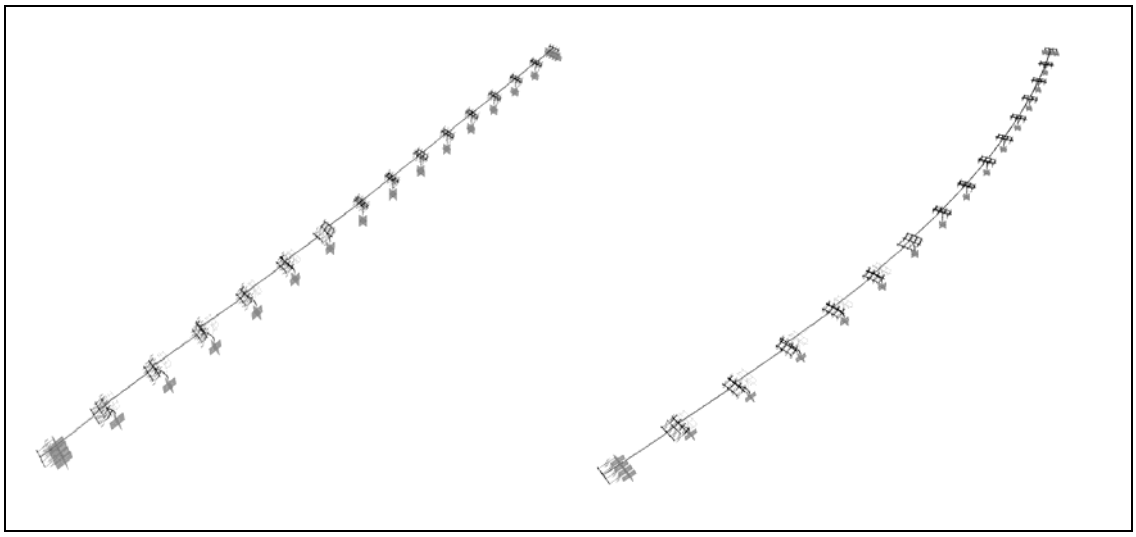
Doğrusal analizi yapılan viyadüğün periyotları ve modal kütle katılımları Tablo 7.1' de verilmiştir. Tabloda kurbta varolduğu şekliyle kurulan model ile doğru eksenli olarak idealleştirilen viyadük modellerinin periyot değerleri karşılaştırılmalı olarak yeralmakta ve görüldüğü üzere mühendislik açısından sonuçları etkilemeyecek derecede yakın sonuçlar elde edilmektedir. Yapının büyük yarıçaplı bir kurbta yeralması dikkate alındığında doğru eksenli olarak modellenmesinde bir sakınca bulunmamaktadır. Yapının modal kütle katılımlarının da Tablo 7.1' de ilk 3 periyot değerinde neredeyse aynı kaldığı görülmektedir. Ancak gerçeğe daha yakın modellenen kurbtaki modelle daha sonraki periyotlarda farklılık göstermekte ve bu fark giderek açılmaktadır. Bunun nedeni yapının geometrisinin boyuna ve enine doğrultuların dışında diğer doğrultularda da kütlesel katılıma olanak vermesidir. Ayrıca köprünün ilk üç periyoduna ait mod şekilleri Şekil 7.6, Şekil 7.7 ve Şekil 7.8' de gösterilmiştir. Viyadüğün 1. ve 2. mod şekilleri yapının boyuna ve enine yönlerde 3. mod ise yüksek ayakların bulunduğu derzlerle ayrılmış kesimde görülmektedir.

Viyadük modelinin tasarım depremi olarak tariflenen deprem yükleri altında davranışı ve bu davranışı sergilerken yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetler özet olarak Tablo 7.2' de verilmiştir. Kolon kesitlerinin belirtilen normal kuvvetler altında pekleşmeli kapasitelerinin belirlenmesinde kolon kapasitesinin çizdirilen moment etkileşim diyagramının %30 daha fazlasının alınabileceği belirtilmiştir (ASSHTO, 2002). Buna göre moment etkileşim diyagramları ve kolon pekleşmeli kapasite değerleri belirlenmiştir.

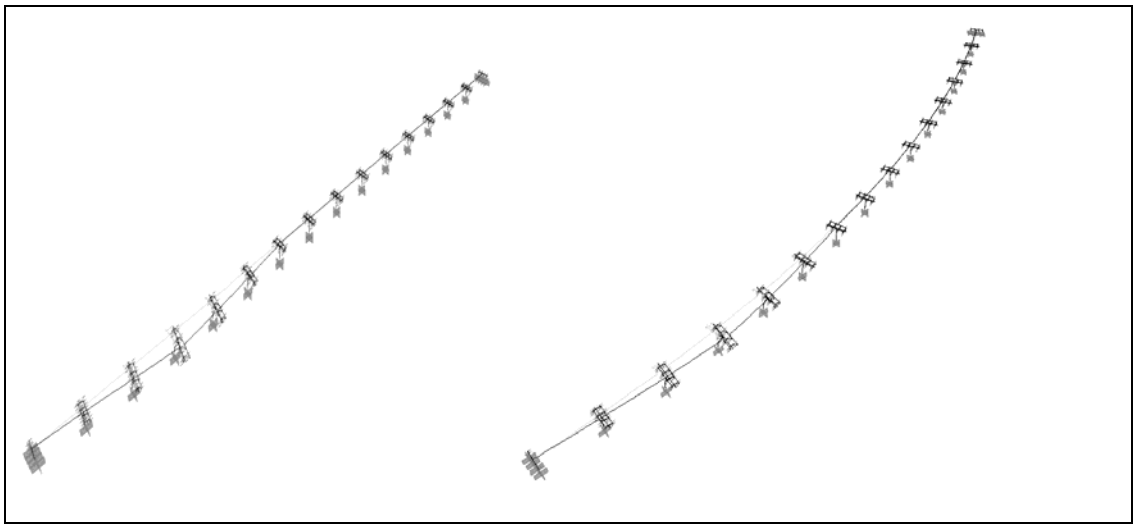
Tablo 7.1: Doğru eksenli ve Kurbta kurulan viyadük modelleri periyotları ve modal kütle katılım oranları

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

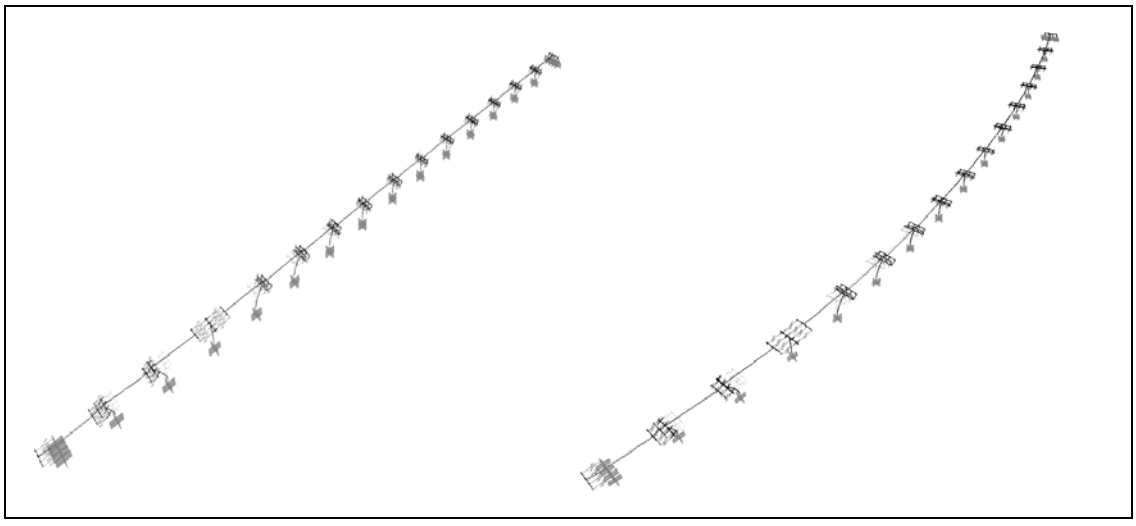
			Düz Olarak Kurulan Model Sonuçları				Kurbta Kurulan Model Sonuçları			
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**SumUX**	**SumUY**	**SumRZ**	**Period**	**SumUX**	**SumUY**	**SumRZ**
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.890	0.440	0.000	0.000	0.895	0.436	0.002	0.015
MODAL	Mode	2	0.882	0.440	0.279	0.262	0.883	0.436	0.283	0.268
MODAL	Mode	3	0.776	0.448	0.279	0.262	0.779	0.445	0.283	0.268
MODAL	Mode	4	0.751	0.448	0.335	0.267	0.752	0.446	0.337	0.272
MODAL	Mode	5	0.684	0.636	0.335	0.267	0.687	0.619	0.351	0.273
MODAL	Mode	6	0.652	0.636	0.485	0.293	0.654	0.624	0.498	0.298
MODAL	Mode	7	0.639	0.849	0.485	0.293	0.642	0.793	0.541	0.311
MODAL	Mode	8	0.616	0.862	0.485	0.293	0.618	0.804	0.542	0.311
MODAL	Mode	9	0.599	0.862	0.548	0.387	0.600	0.817	0.593	0.400
MODAL	Mode	10	0.564	0.862	0.682	0.414	0.565	0.830	0.712	0.428
MODAL	Mode	11	0.529	0.862	0.745	0.677	0.530	0.848	0.758	0.677
MODAL	Mode	12	0.514	0.862	0.814	0.720	0.515	0.858	0.818	0.725
MODAL	Mode	13	0.479	0.862	0.819	0.776	0.481	0.859	0.825	0.776
MODAL	Mode	14	0.468	0.862	0.833	0.802	0.470	0.859	0.838	0.804
MODAL	Mode	15	0.437	0.862	0.845	0.853	0.438	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	16	0.394	0.863	0.845	0.853	0.398	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	17	0.393	0.863	0.845	0.853	0.397	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	18	0.391	0.863	0.845	0.853	0.396	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	19	0.383	0.863	0.845	0.853	0.388	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	20	0.381	0.863	0.845	0.853	0.387	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	21	0.381	0.863	0.845	0.853	0.385	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	22	0.293	0.863	0.846	0.854	0.384	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	23	0.265	0.863	0.846	0.856	0.308	0.862	0.847	0.854
MODAL	Mode	24	0.261	0.863	0.846	0.856	0.295	0.862	0.848	0.855
MODAL	Mode	25	0.259	0.863	0.846	0.856	0.266	0.863	0.848	0.856
MODAL	Mode	26	0.246	0.865	0.846	0.856	0.261	0.863	0.848	0.857
MODAL	Mode	27	0.242	0.865	0.846	0.857	0.252	0.863	0.848	0.857
MODAL	Mode	28	0.229	0.872	0.846	0.857	0.244	0.864	0.848	0.858
MODAL	Mode	29	0.205	0.876	0.846	0.857	0.237	0.867	0.849	0.858
MODAL	Mode	30	0.203	0.876	0.847	0.858	0.226	0.872	0.849	0.858
MODAL	Mode	31	0.192	0.887	0.847	0.858	0.215	0.872	0.849	0.859
MODAL	Mode	32	0.186	0.887	0.852	0.861	0.195	0.884	0.850	0.859
MODAL	Mode	33	0.172	0.899	0.852	0.861	0.188	0.885	0.855	0.863
MODAL	Mode	34	0.164	0.899	0.859	0.861	0.172	0.896	0.856	0.863
MODAL	Mode	35	0.152	0.911	0.859	0.861	0.166	0.897	0.863	0.864
MODAL	Mode	36	0.141	0.911	0.868	0.875	0.147	0.912	0.865	0.865
MODAL	Mode	37	0.132	0.939	0.868	0.875	0.142	0.914	0.873	0.878
MODAL	Mode	38	0.119	0.945	0.868	0.875	0.127	0.938	0.878	0.879
MODAL	Mode	39	0.104	0.945	0.892	0.894	0.107	0.938	0.893	0.885
MODAL	Mode	40	0.082	0.945	0.932	0.894	0.088	0.938	0.921	0.899
MODAL	Mode	41	0.065	0.945	0.968	0.937	0.082	0.941	0.928	0.899
MODAL	Mode	42	0.065	0.951	0.968	0.937	0.067	0.947	0.967	0.938
MODAL	Mode	43	0.050	0.966	0.968	0.937	0.056	0.964	0.967	0.938
MODAL	Mode	44	0.026	0.966	0.990	0.944	0.027	0.970	0.987	0.940
MODAL	Mode	45	0.024	**0.992**	**0.990**	**0.944**	0.026	**0.991**	**0.990**	**0.944**



Şekil 7.6 : Viyadük Doğru Eksenli ve Kurbtaki Modellerinde 1. Mod Şekli



Şekil 7.7 : Viyadük Doğru Eksenli ve Kurbtaki Modellerinde 2. Mod Şekli



Şekil 7.8 : Viyadük Doğru Eksenli ve Kurbtaki Modellerinde 3. Mod Şekli

Viyadüğün doğrusal olarak analizi yapılırken yapıdaki hasar düzeyinin belirlenmesinde "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Tablo 7.3" de belirtilen etki kapasite oranları dikkate alınmıştır. Viyadükte kolonlar boyuna ve enine yönlerde konsol olarak çalışmaktadır. Bununla beraber zati yükler altında kolonlarda moment oluşması beklenmez. Dolayısıyla kolon momentlerinin bir etki/kapasite katsayısının belirlenmesinde zati yükler altında bir tesir oluşmamaktadır. Buna göre kolonların etki kapasite oranları belirlenmiş ve belirtilen etki kapasite tablosunun neresinde kaldığı tespit edilmiştir. Bunun için kolon normal kuvvet değerleri ve kesme kuvveti değerleri de tablodaki formüller dahilinde dikkate alınmıştır. Yapıda meydana gelebilecek hasar düzeyine bu şekilde karar verilebilir.

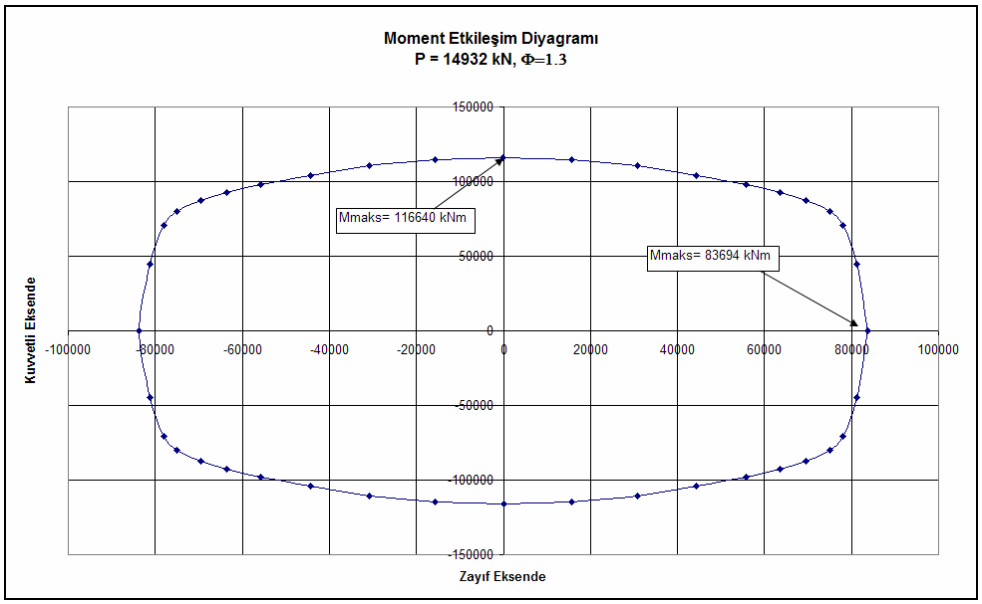
Bu felsefe çerçevesinde doğru eksenli olarak oluşturulan viyadük modelinden okunan en elverişsiz kesit tesirleri Tablo 7.2' de ve bu kesit tesirlerinin oluştuğu normal kuvvetler altındaki moment etkileşim diyagramları ile kolon kapasiteleri aşağıda yeralmaktadır.

Tablo 7.2 : Doğru eksenli olarak modellenen viyadük kolon en elverişsiz kesit tesirleri

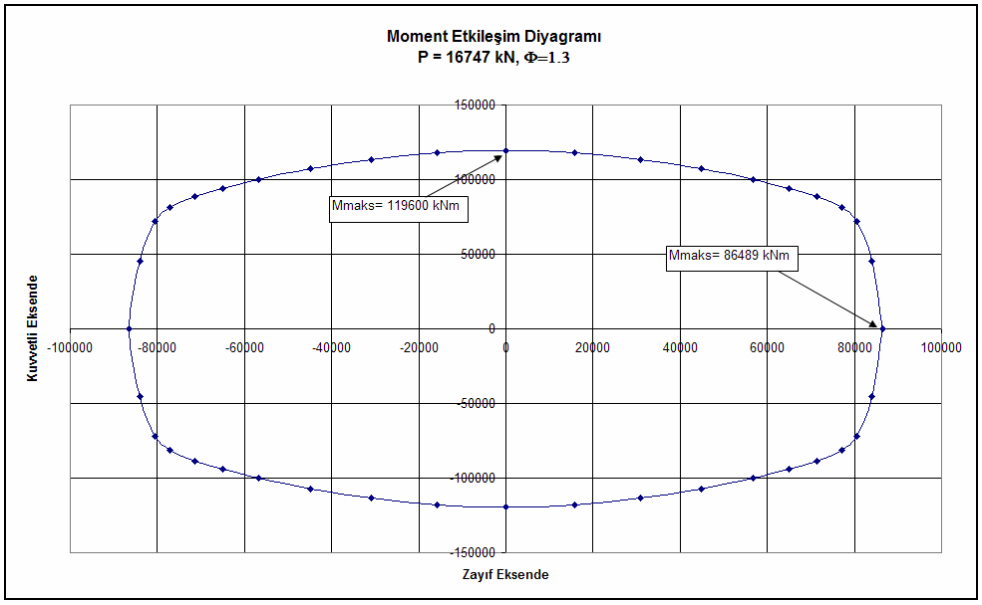
TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
837	COMB1	-17071.7	**-13461.7**	-2309.54	-641.308	-23954.4	**-109989**
849	COMB1	**-18220.7**	-8147.44	-2466.18	-481.464	-35933.3	-93448.8
867	COMB2	-17049.8	2185.244	**12053.79**	4395.159	**175335.8**	28699.92
1019	COMB2	-16746.9	-2241.72	-8785.36	**-4503.53**	-107442	-24131.8
1192	COMB1	**-14931.7**	11394.28	2450.675	325.7022	18631.25	64985.6

Tablo 7.3 : DBYBHY Tablo 7.3

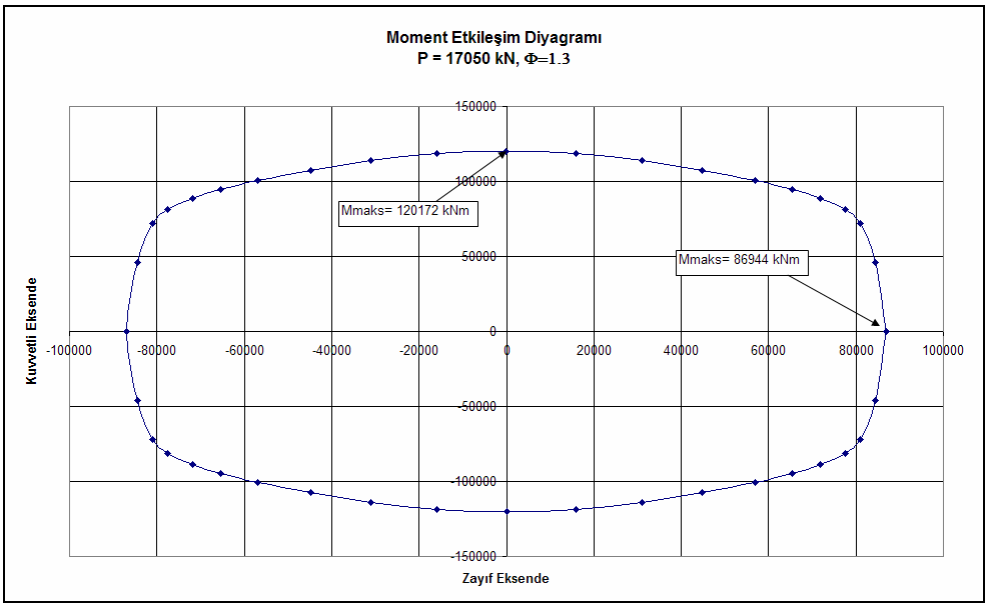
Sünek Kolonlar			**Hasar Sınırı**		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\, f_{ctm}}$ (2)	**MN**	**GV**	**GÇ**
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5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



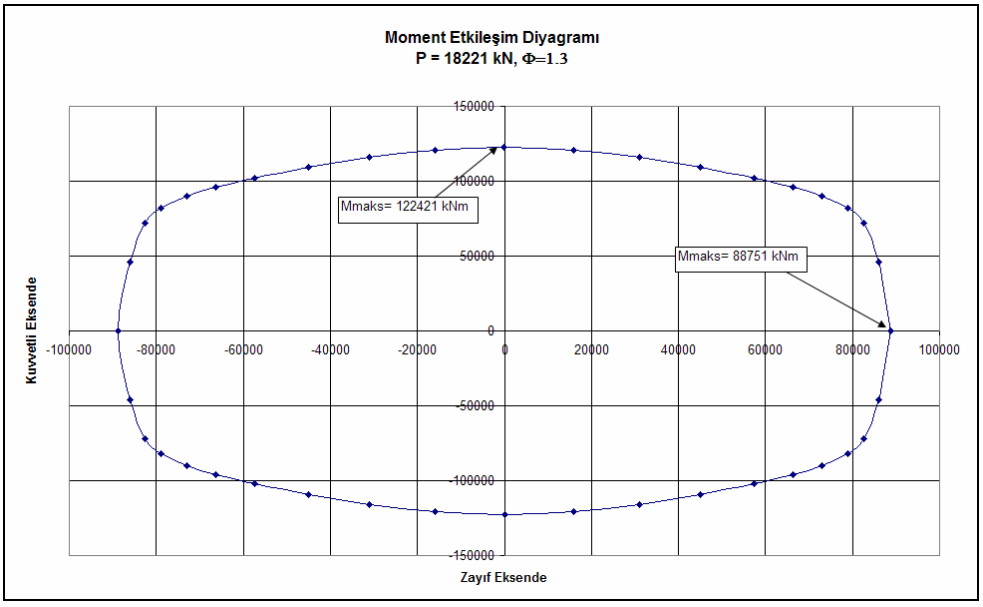
Şekil 7.9 : 14932 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



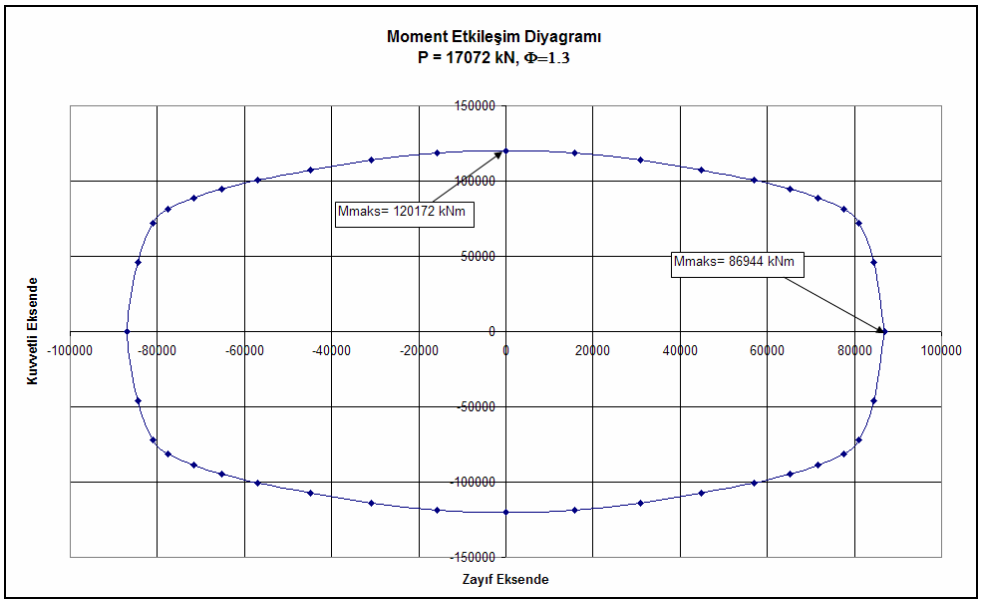
Şekil 7.10 : 16747 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.11 : 17050 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.12 : 18221 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.13 : 17072 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı

Kolon etki kapasite oranları DBYBHY Tablo 7.3'e göre düzenlenmiş kolon kesit tesirlerinin minimum hasar düzeynin altında kaldıkları görülmüştür. Etki kapasite oranları Tablo 7.4' de gösterilmiştir.

Tablo 7.4 : Doğru eksenli olarak modellenen viyadük kolon etki / kapasite oranları

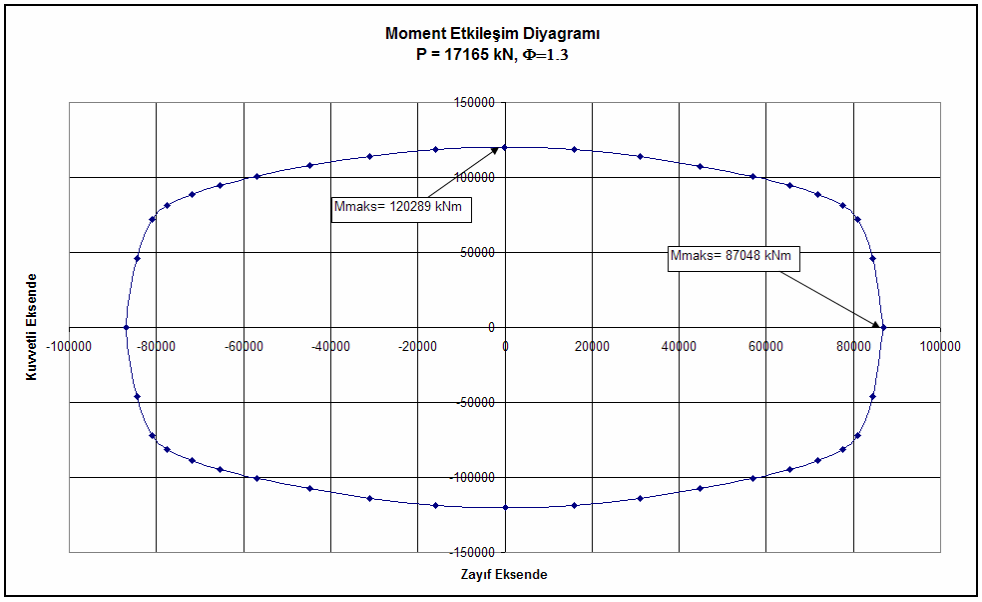
P	Kolon Enine Kapasitesi	Kolon Boyuna Kapasitesi	$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Etki Kapasite Oranları	
kN	kNm	kNm				
-17071.72	120172	86944	0.06	0.12	0.20	1.27
-18220.71	122421	88751	0.07	0.13	0.29	1.05
-17049.77	120172	86944	0.06	0.61	1.46	0.33
-16746.88	119600	86489	0.06	0.11	0.90	0.28
-14931.65	116640	83694	0.06	0.58	0.16	0.78

Kolon etki kapasite oranlarına göre en elverişsiz kesit tesirlerinde dahi tasarım depremi altında doğru eksenli olarak modellenen viyadük kolonları minimum hasar sınırının altında minimum hasar bölgesinde yeralmaktadır.

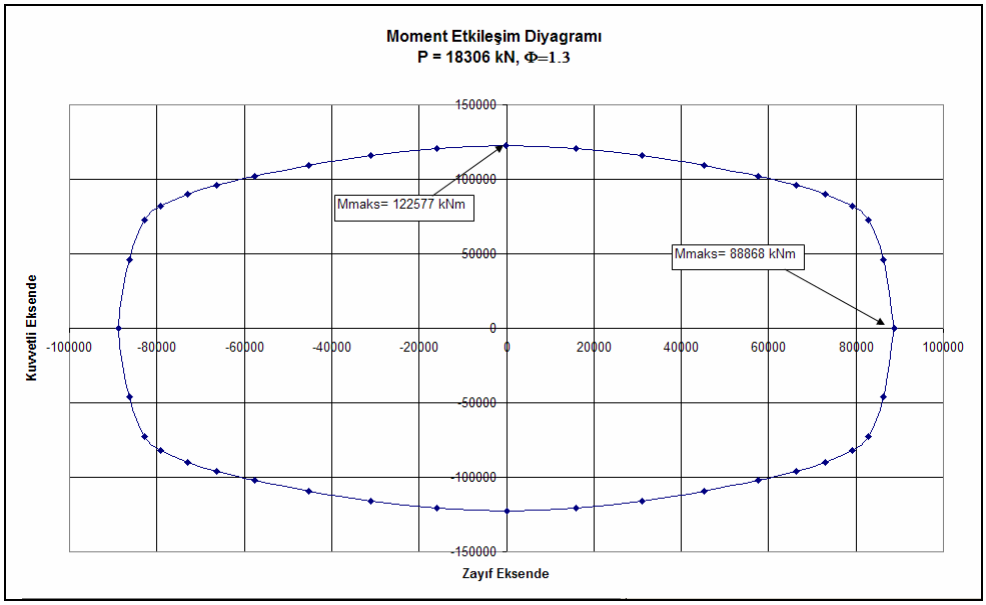
Aynı viyadüğün kurbta yeraldığı şekliyle oluşturulan matematik modelinden okunan en elverişsiz kolon kesit tesirleri Tablo 7.5' de yeralmaktadır.

Tablo 7.5 : Kurbta modellenen viyadük kolon en elverişsiz kesit tesirleri

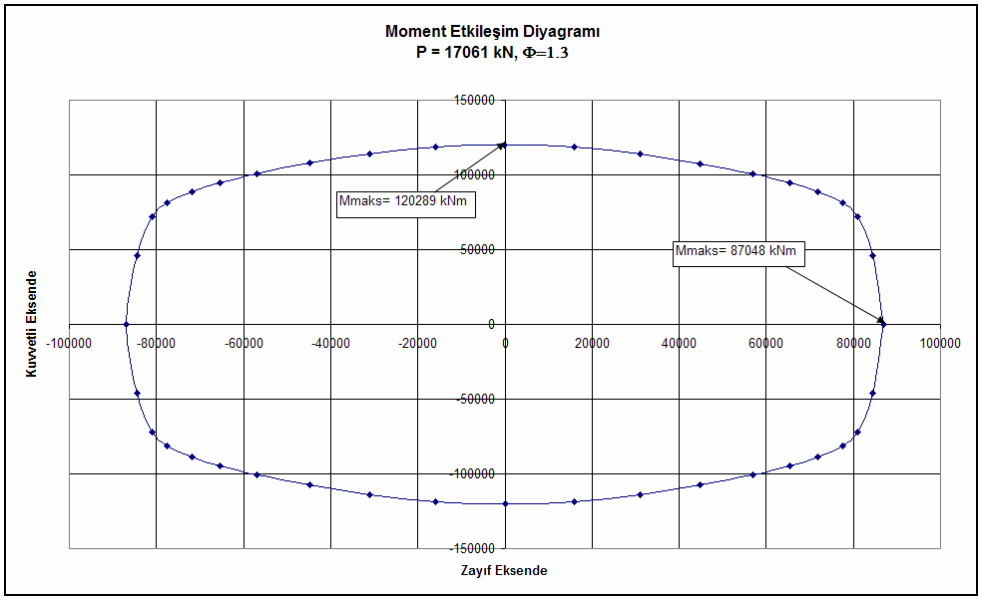
TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
837	ZARFBOY	-17164.7	**-13408.3**	-3953.7	-1092.4	-40393.2	**-110090.0**
849	ZARFBOY	**-18305.6**	-8111.8	-4148.8	-844.5	-60015.1	-93163.9
867	ZARFEN	-17061.3	3566.3	12068.7	4479.7	**175931.7**	46909.1
867	ZARFEN	-17286.7	-3614.2	**-12075.6**	-4482.2	-175229.1	-47553.4
1019	ZARFEN	-16915.9	-3202.9	-8828.8	**-4544.8**	-107392.6	-34659.9
1154	ZARFBOY	**-14983.6**	10196.6	4999.6	2181.6	41518.8	67576.6



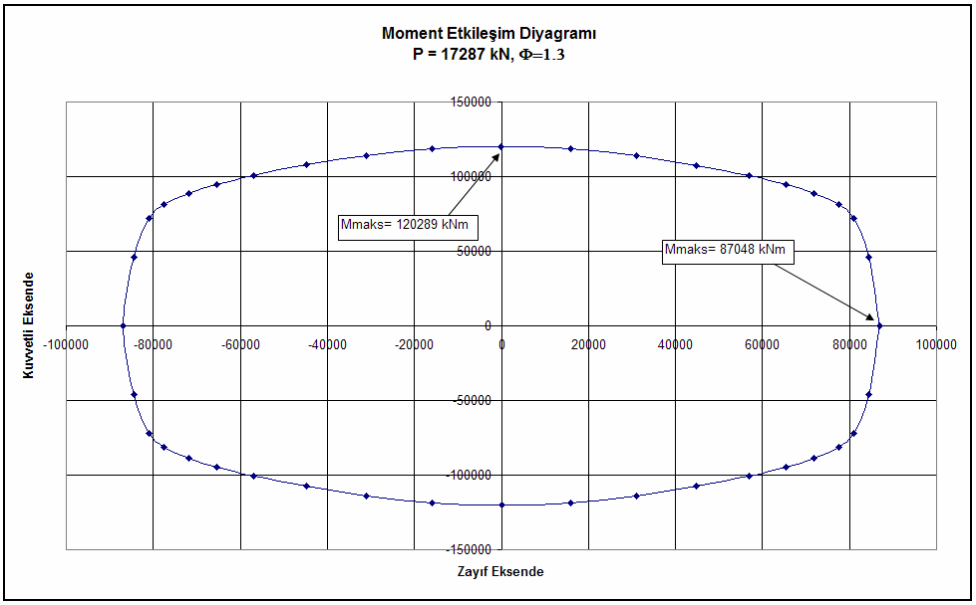
Şekil 7.14 : 17165 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.15 : 18306 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı

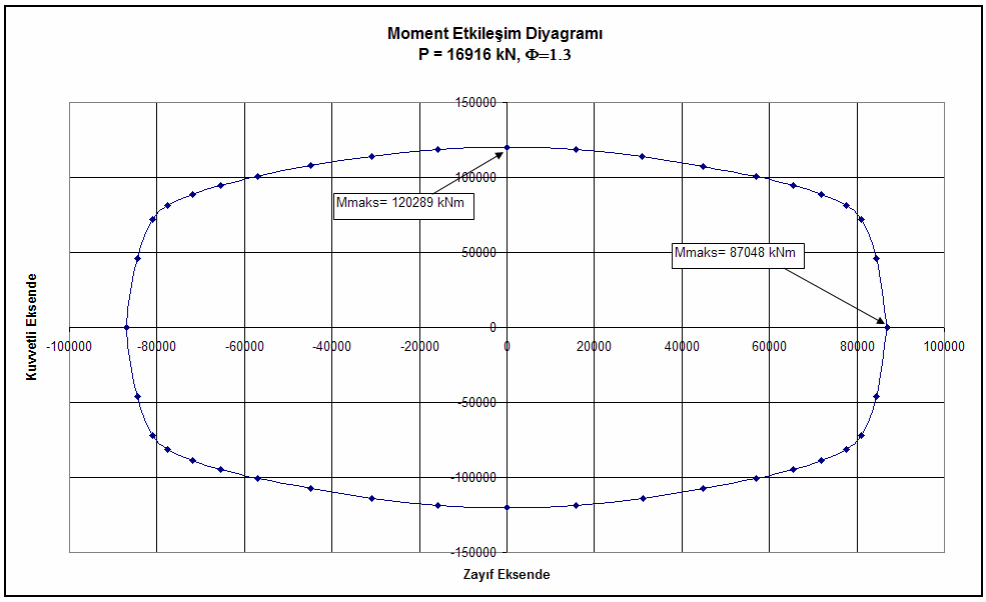


Şekil 7.16 : 17061 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı

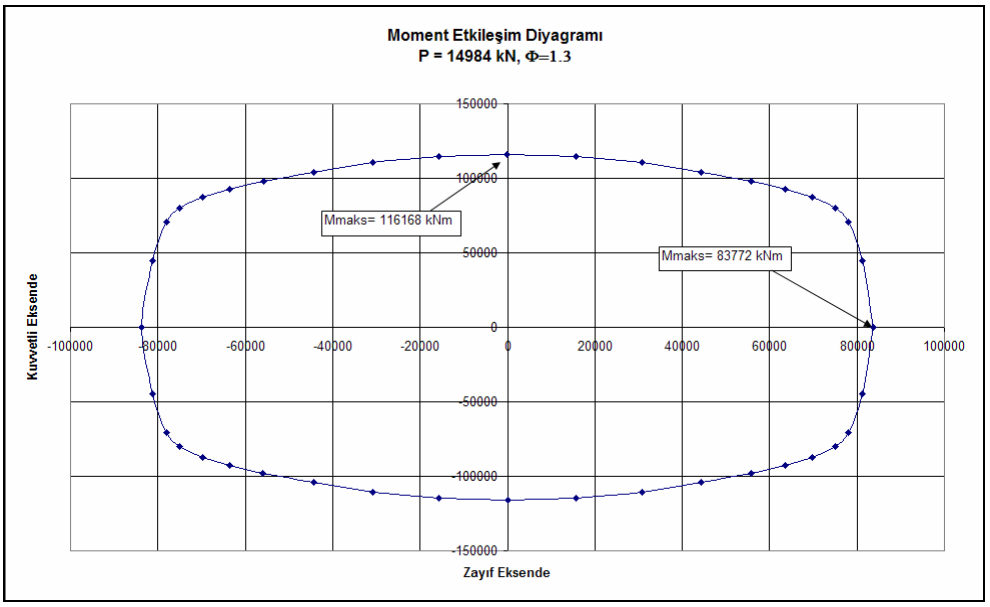


Şekil 7.17 : 17287 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı

Bu diyagramlar XTRACT Programından alından değerlerin Excel tablolarında işlenmesiyle oluşturulmuştur. Yapılan hesaplarda kolonların pekleşmeli kapasiteleri dikkate alınmıştır. En olumsuz kesit tesirlerinin karşılıklarında yeralan bütün kesit tesirleri dikkate alınmış ve tabloda gösterilmiştir.



Şekil 7.18 : 16916 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.19 : 14984 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı

Viyadük modelinin kurbta oluşturulduğu şekliyle doğrusal analizi sonuçları da doğru eksenli viyadük modeliyle aynı doğrultudadır. Kolon kesitlerinin, tasarım depremi altında doğrusal analizi ile incelenmesi yapıldığında minimum hasar sınırının altında kaldığı görülmüştür. Bu sonuca Tablo 7.6 incelenerek varılabilir. Kolon etki kapasite oranlarının ne olduğu incelenmiştir.

Tablo 7.6 : Kurbta modellenen viyadük kolon etki / kapasite oranları

P	Kolon Enine Kapasitesi	Kolon Boyuna Kapasitesi	$\frac{N_K}{A_c f_{ctm}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Etki Kapasite Oranları	
KN	KN-m	KN-m				
-17164.7	120289	87048	0.06	0.68	0.34	1.26
-18305.6	122577	88868	0.07	0.41	0.49	1.05
-17061.3	122577	88868	0.06	0.18	1.44	0.53
-17286.7	120289	87048	0.07	0.18	1.46	0.55
-16915.9	120289	87048	0.06	0.16	0.89	0.40
-14983.6	116168	83772	0.06	0.52	0.36	0.81

Dayanım bazlı inceleme bu şekilde tamamlanmıştır. Köprü kolonlarının "DBYBHY 2007 dahilinde Tablo 7.3" ile belirtilen değerler ile karşılaştırılmaları yapılmıştır. Dayanım bazlı analiz sonucunda köprü kolonlarının tümünün tasarım depremi altında minimum hasar sınırının altında kaldığı görülmektedir. Buna göre Yarımburgaz Viyadüğü kolonlarının güvenli durumda olduğu, güçlendirmeye gerek duyulmadığı söylenebilir.

8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

8.1. Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi

Doğrusal olmayan analiz yapılırken yapıda bazı doğrusal olmayan özelliklerin tanımlanması ve veri olarak programa girilmesi gereklidir. Bu özellikler aşağıda gösterilmiştir;

1. Köprüde yer alan bazı özel elemanların belirlenmesi, (sismik sönümleyiciler, elastomer mesnetler vs.) Ayrıca üstyapının hareketinin sınırlayan deprem takozları ve serbestleştiren derzlerinin konumları ve boyutlarının tanıtılması,

2. Plastik mafsal oluşması muhtemel yerlerin ve plastik mafsal boylarının belirlenmesi; Bunlar aşağıdaki gibi sıralanabilir;

a. Donatı bindirme kesimleri,

b. Donatı azaltılan bölgeler,

c. Sargılamanın değiştiği yerler gibi sıralanabilir.

3. 2. maddede verilen kesimlerde Moment – Eğrilik ilişkisinin tanımlanması,

4. Çatlamış kesit rijitliklerinin belirlenmesi.

8.1.1. Doğrusal Olmayan Elemanların Modellenmesi

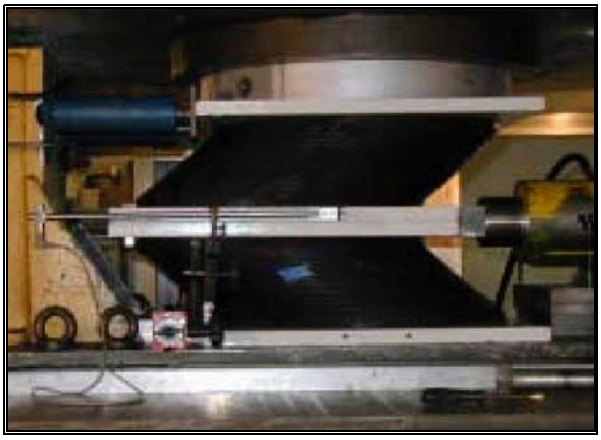
Köprüde sismik eleman olarak elasomerler yani neopren mesnetler yer almaktadır. Elastomer boyutları 450mm x 450mm x 134mm (h_{net} = 114 mm – elastomer içinde yer alan plakalar hariç net kauçuk yüksekliği) olarak verilmiştir. Elastomer kayma modülü 1430 kN/m^2 olarak alınmıştır, (ASSHTO 14.6.5.2, 2002).

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

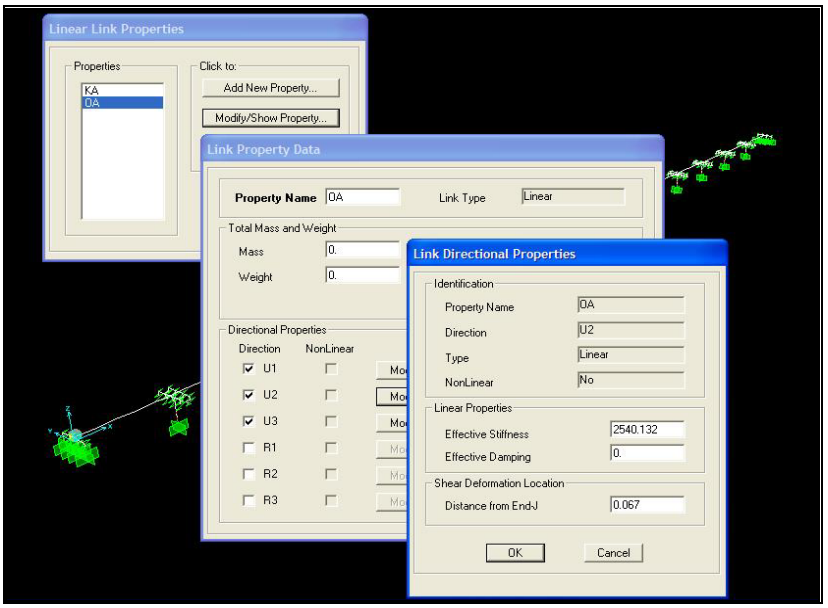
Buna göre elastomer yanal ötelenme rijitliği denklem (8.1)'e göre hesaplanmıştır.

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

Kirişlerin aynı uçta iki Elastomer (neopren) mesnete oturması nedeniyle iki elastomerin paralel bağlı yaylar gibi çalışacağı dikkate alınabilir ve yanal ötelenme rijitliği $2540.132\times 2 = 5080.264 kN/m$ olan bir adet elastomer mesnet olarak modellenebilir. Modele elastomer mesnet tanımlarken kullanılan pencereler Şekil 8.2 de gösterilmiştir.



Şekil 8.1 : Paralel çelik levhalar arasında kalan kauçuğun yanal hareket ile deformasyonu



Şekil 8.2 : Elastomer mesnet tanımlaması

Ayrıca elastomer mesnetlerin üstyapının düşey yükleri altında bu doğrultuda rijitliğinin yüksek olduğu, çelik plakalar nedeniyle düşey deformasyonunun ihmal edilebilecek kadar küçük kaldığı dikkate alınmıştır. Bunun için elastomer mesnet olarak tanımlanan yay elemanın düşey ekseninde (U1 – eleman yerel eksenlerine göre) rijitliği diğer yönlerdekine göre, sonucu etkilemeyecek şekilde yüksek girilmiştir. Diğer yerel eksenler için (U2 – Köprünün boyuna yönde, U3 Köprünün enine yönde) Denklem (8.1) ile tanımlandığı gibi hesaplanmış ve Şekil 8.2' deki pencerelerde belirtilen yerlere girilmiştir.

Ayrıca öngerilmeli kirişlerin oturduğu elastomerler arasında deprem takozlarının yeraldığı yuvalar mevcuttur ve tabliyenin hareketini boyuna yönde 10 cm ve enine yönde 5 cm ile sınırlandırmaktadır. Bunlar, nonlineer, yalnızca basınca çalışan boşluk elemanları (gap eleman) ile tanımlanmıştır. Bu sayede elastomerlerin serbestçe çalışabildiği köprü enine ve boyuna yönlerdeki deplasmanları sınırlandırılmıştır. Deprem takozuna kiriş ve tabliyeden oluşan üstyapının çarpması modelde doğrusal olmayan özelliklerle çalışan bu elemanlara yüksek bir değer (örneğin viyadük modelinde 1000000kN/m değeri girilmiştir.) girilerek aktarılmıştır. Sözü edilen basınca çalışan boşluk elemanlarının rijitliğinin; programın kurduğu matrislerde etkisi gözönüne alınarak iterasyonla bulunması gerekmektedir.

8.1.2. Plastik Mafsal Hipotezi

Plastik mafsal hipotezi yapı elemanlarında meydana gelecek doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin yapı elemanının belirli bölgelerinde yoğunlaştığı varsayımına dayanır. Doğrusal olmayan davranış altında bu kesimler hariç yapı elemanının diğer kısımları doğrusal elastik davranış gösterir.

8.1.3. Plastik Mafsal Boyu

Plastik mafsal hipotez bünyesinde plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği kesitlerin uzunluklarının tanımlanması gerekmektedir. Bu uzunluklar genelde deneyler sonucu amprik bağıntılarla elde edilen değerlerdir. Caltrans Seismic Design Criteria 7.6.2 numaralı maddede köprü kolonları için plastik mafsal boyu aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$Lp = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} (mm, MPa) \qquad \textbf{(8.2)}$$

f_{ye} : Donatı çeliği akma dayanımı

d_{bl} : Boyuna donatı çapı

Lp : Plastik mafsal boyu

L : Kolon boyu

Bu formül ile elde edilen plastik mafsal boyları yapının doğrusal olmayan analizlerinde kullanılmıştır.

Yapının doğrusal olmayan çözümünde plastik mafsal teorisi kullanılacaktır. Plastik mafsalların oluşabileceği kesitler tespit edilmiştir. Viyadüğe ait mevcut paftalardan kontrol edilerek plastik mafsal oluşumu beklenen kesitler ve temel üzerinden yükseklikleri Tablo 8.1' de gösterilmiştir.

Tablo 8.1 : Plastik mafsal oluşumu beklenen kesitler

PLASTiK MAFSAL OLUŞUMU BEKLENEN KESİTLER

AKS NO	PAFTA NO	KOLON BOYU (m)	SARGI DONATISININ ARALIĞININ DEĞİŞTİĞİ KOT (TEMEL ÜZERİNDEN) [m]		SARGI DONATISININ POZLARININ DEĞİŞTİĞİ KOT (TEMEL ÜZERİNDEN) [m]	
1	16	7.220	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
2	17	11.716	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
3	17	11.803	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
4	18	11.496	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
5	19	10.296	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
6	19	9.203	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
7	19	8.216	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
8	20	6.736	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
9	21	6.562	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
10	21	5.896	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
11	21	5.335	2.4	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	4.8	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
12	22	4.882	1.8	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	3.6	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
13	22	4.535	1.8	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	3.6	11~20 düzeninden 1~10 düzenine
14	22	4.295	1.8	sargı donatısı aralığı s=15 cm.den s=30 cm.ye	3.6	11~20 düzeninden 1~10 düzenine

Daha önce de belirtildiği gibi modelleme aşamasında bu kesimlerde plastik mafsal yerlerini dikkate alarak düğüm noktaları oluşturmak, moment – eğrilik ilişkisi incelenirken kullanılacak normal kuvvetlerin modelden okunmasında kolaylık sağlar. Normal kuvvetler zati yükler altında okunmuştur. Konsol olarak modellenen kolonlarda yatay yükler altındaki küçük yer değiştirmelerde normal kuvvetin değişimi gayet küçüktür.

Tablo 8.2 : Plastik mafsal boyları

Kolon Alt Ucundaki Plastik Mafsal Noktaları						
Aks	L	fye	dbl	Lp		
	(mm)	(MPa)	(mm)	(mm)		
01	7220	420	32	873.28	>	591.36
02	11716	420	32	1232.96	>	591.36
03	11803	420	32	1239.92	>	591.36
04	11496	420	32	1215.36	>	591.36
05	10296	420	32	1119.36	>	591.36
06	9203	420	32	1031.92	>	591.36
07	8216	420	32	952.96	>	591.36
08	6736	420	32	834.56	>	591.36
09	6562	420	32	820.64	>	591.36
10	5896	420	32	767.36	>	591.36
11	5335	420	32	722.48	>	591.36
12	4882	420	32	686.24	>	591.36
13	4535	420	32	658.48	>	591.36
14	4295	420	32	639.28	>	591.36

Yarımburgaz viyadüğü kolonlarında hesaplanan plastik mafsal boyları Tablo 8.2' de her aks için hesap değerleriyle verilmiştir. Belirtilen değerler SAP2000 hesap programına plastik mafsal değerleri olarak girilmiştir.

8.1.4. Doğrusal Olmayan Elastik Yöntemde Kullanılan Beton Modeli – Mander Beton Modeli

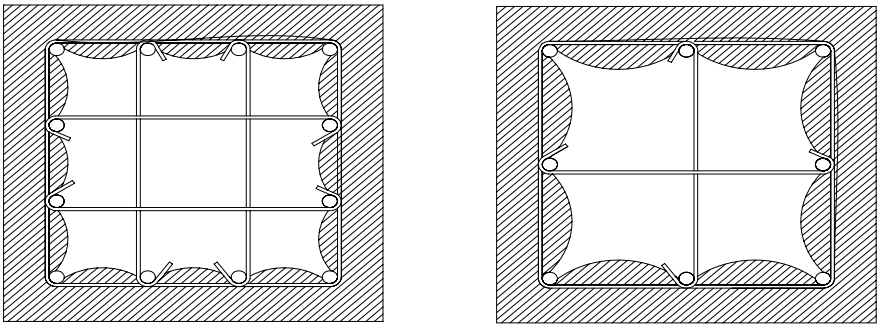
Sargılı beton gerilme şekil değiştirme bağıntısı DBYBHY' de Mander ve Priestley tarafından tanımlandığı şekilde tanımlanmıştır. Plastik şekil değiştirmeleri elde edebilmek için kullanılacak malzeme modeli de buna göre kurulmuştur. Sargılı betonda basınç gerilmesi f_c olarak ve basınç birim şekil değiştirmesi ε_c olarak tariflenmiş; aralarındaki ilişki aşağıda gösterilmiştir. Denk.(8.3)

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \qquad \textbf{(8.3)}$$

f_{cc} sargılı beton dayanımını göstermektedir. Sargısız beton dayanımı f_{co} ile gösterilmektedir.

Aralarında λ_c ile tanımlanmış bir ilişki mevcuttur. λ_c etkili sargılama basıncını ifade eden f_e ile f_{co}'a bağlı bir ifadedir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co}; \qquad \lambda_c = 2.254\sqrt{1 + 7.94\frac{f_e}{f_{co}}} - 2\frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \qquad \textbf{(8.4)}$$



Şekil 8.3 : Sargılama etkisi

f_e; etkili sargılama basıncının dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için denklem (8.5) ve denklem (8.6) ile hesaplanan değerlerin ortalaması olarak alınabileceği belirtilmiştir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \qquad \textbf{(8.5)}$$

$$f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \qquad \textbf{(8.6)}$$

Yukarıdaki ifadelerde geçen ke katsayısı aşağıda ifadeyle hesaplanmaktadır.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6 b_o h_o}\right)\left(1 - \frac{s}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)\left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \qquad \textbf{(8.7)}$$

ρ_x ve ρ_x; x ve y doğrultularındaki hacımsal donatı oranlarını, k_e ise sargılama etkinlik katsayısını göstermektedir. a_i düşey donatıların eksenleri arasındaki mesafeyi, s etriye aralığını, A_s ise boyuna donatı alanını temsil etmektedir. b_o ve h_o ile de betonarme elemanın boyutları belirtilmektedir. k_e sargılama etkinlik katsayısı yukarıda Şekil 8.3' de gösterildiği üzere b_o ve h_o ile kesit boyutlarına, boyuna donatıya A_s, s ve a_i ile sargı donatısının düzenine bağlıdır.

Beton birim şekil değiştirmesinin gerilme ile ilişkisini göstermek için kullanılacak bağıntılar aşağıda verilmektedir.

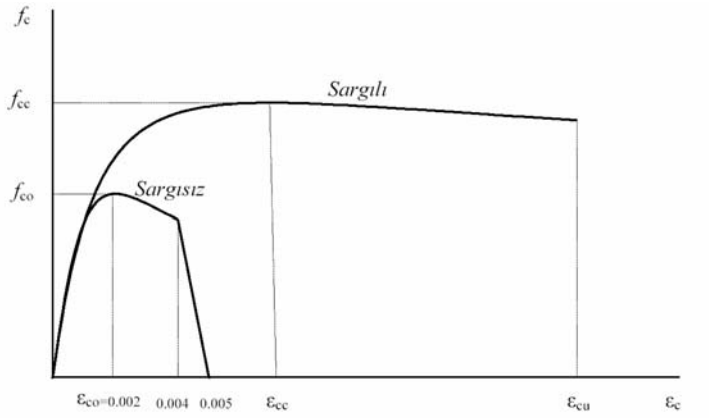
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}; \qquad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\lambda_c - 1\right)\right]; \qquad \varepsilon_{co} \cong 0.002 \tag{8.8}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}}\ ; \qquad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}}\ \text{[MPa]}; \qquad E_{\sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \tag{8.9}$$

Sargılı beton maksimum şekil değiştirme kapasitesi ε_{cu} ile gösterilmiş ve aşağıdaki ifadeyle tanımlanmıştır.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yw}\varepsilon_{su}}{f_{cc}} \tag{8.10}$$

Bu bağıntıdaki ρ_s hacımsal donatı oranını ve ε_{su} enine donatı çeliğinin en büyük gerilme altında yapabileceği en büyük uzama şekil değiştirmesini ifade etmektedir. ε_{su} değerinin 0.02 den büyük elde edildiği durumlara özellikle dikkat edilmelidir. Bu durum gerçeği yansıtmamaktadır. Bu yüzden $\varepsilon_{su} \le 0.02$ olarak önerilebilir. Sargılamanın etkisinin Şekil 8.4' de deprem yönetmeliğindeki Priestley ve Mander tarafından tanımlandığı şekliyle gösterilmiştir.



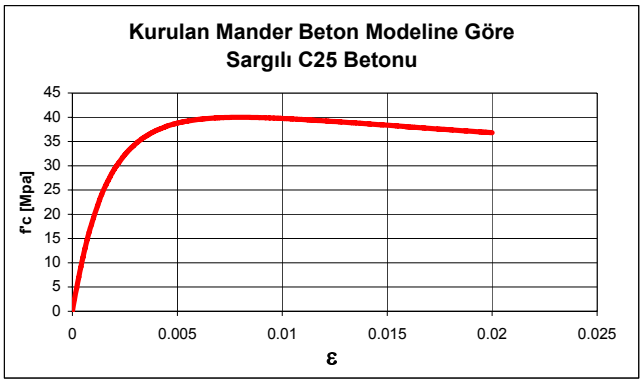
Şekil 8.4 : DBYBHY 2007'ye göre sargılı ve sargısız beton dayanımlarının değişimleri

Plastik mafsal oluşabilecek kesitler bu şekilde belirlenmiştir. XTRACT programına veri olmak üzere, çekirdek betonu ve paspayı için sargılı ve sargısız beton bilgileri ile birlikte donatı çeliğinin pekleşmeli durumu dikkate alınarak beton modeli kurulmuştur. Kolon enkesiti oluşturulmuş ve elde edilen normal kuvvetler altında

moment eğrilik analizleri yapılmıştır. Kolon alt ucunda Mander modeline göre kurulan model için gerilme – şekil değiştirme grafiği Şekil 8.5 gibi elde edilmiştir. Bu model kurulurken kullanılan veriler Tablo 8.3 yer almaktadır. Betonarme kolon kesitinde plastik mafsal oluşması muhtemel kesitlerdeki sargı donatısına, boyuna donatıya ve malzemeye bağlı değişkenler dikkate alınmış ve beton dayanımı belirlenmiştir.

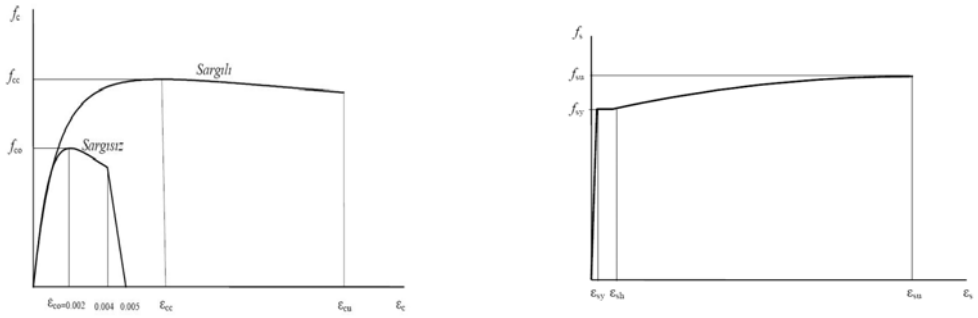
Tablo 8.3 : Kolon sargılama nitelikleri

POZ 11-20 - ENİNE DONATI ARALIGI 15cm				POZ 11-20 - ENİNE DONATI ARALIGI 30cm				POZ 1-10 - ENİNE DONATI ARALIGI 30cm			
ρx	=	0.00811		ρx	=	0.00405		ρx	=	0.00214	
ρy	=	0.00686		ρy	=	0.00343		ρy	=	0.00184	
ρs	=	0.01663		ρs	=	0.00831		ρs	=	0.00442	
εcc	=	0.00800		εcc	=	0.00530		εcc	=	0.00410	
εcu	=	0.02840		εcu	=	0.01870		εcu	=	0.01260	
fcc	=	40.00	Mpa	fcc	=	33.27	Mpa	fcc	=	30.16	Mpa
Ec	=	25000	Mpa	Ec	=	25000	Mpa	Ec	=	25000	Mpa
Esec	=	5000	Mpa	Esec	=	6278	Mpa	Esec	=	7356	Mpa



Şekil 8.5 : Mander Modeline göre tanımlanmış sargılı C25 kolon dayanımı

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 8.6).

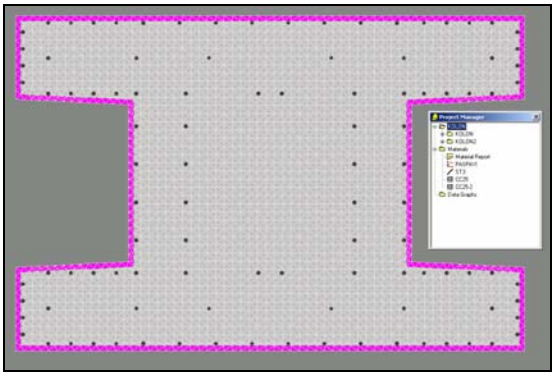


Şekil 8.6 : Beton ve donatı çeliği gerilme – şekil değiştirme diyagramları

Donatı çeliği için de pekleşmeli durum gözönüne alınmıştır. St-III için akma dayanımı 420 Mpa ve kopma dayanımı 550 Mpa olarak değerlendirilmiştir. Akma uzama ve kopma uzama değerleri de DBYBHY 7.B2 de tanımlandığı gibi alınmıştır. DBYBHY Bölüm 7. de verilen tablo aşağıdaki gibidir, (Tablo 8.4).

Tablo 8.4 : 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



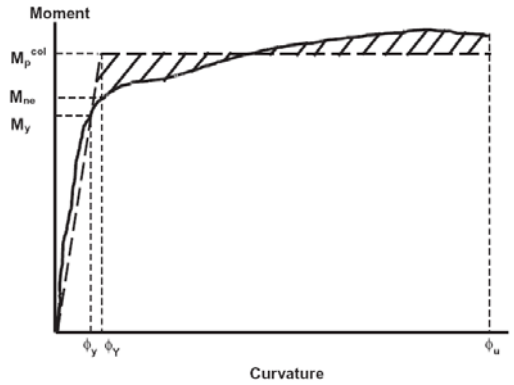
Şekil 8.7 : XTRACT Programı kolon enkesiti

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 programıyla hesaplanmıştır,

(Şekil 8.7).

8.1.5. Moment – Eğrilik İlişkisi ve Çatlamış Kesit Rijitlikleri

Moment eğrilik ilişkisi için kesitin pekleşmeli durumunun gözönüne alınması muhtemeldir. Bunun için kesitlerin moment eğrilik ilişkilerinin belirlendiği bilgisayar programları mevcuttur. Kullanılan programdaki eğri eşit alanlar ilkesiyle elde edilmektedir, (Şekil 8.8).



Şekil 8.8 : Bilineer halde moment – eğrilik ilişkisi

Analiz sonucunda elde edilen plastik dönmelere elastik dönme değerleri de eklenerek, bu dönmeyi yapmış olan yapı elemanındaki şekil değiştirmelerin limit şekil değiştirmeler ile karşılıklı büyüklük ilişkisi incelenecektir.

Viyadüğün zati ağırlığı altında kolonlarda oluşacak normal kuvvetler Tablo 8.1' de tanımladığımız plastik mafsal oluşması muhtemel kesitlerden okunmuş ve Tablo 8.5' de gösterilmiştir. Bu tablodaki normal kuvvetlere dayanarak Moment – Eğrilik ilişkileri elde edilmiştir.

Tablo 8.5 : Plastik moment oluşması muhtemel kesitlerde okunan normal kuvvetler

1. Oluşması Muhtemel Plastik Mafsal Normal Kuvvetleri				2. Oluşması Muhtemel Plastik Mafsal Normal Kuvvetleri			
TABLE: Element Forces - Frames				TABLE: Element Forces - Frames			
Frame	OutputCase	CaseType	P	Frame	OutputCase	CaseType	P
Text	Text	Text	KN	Text	Text	Text	KN
1PM-01	DEAD	LinStatic	-16579	2PM-01	DEAD	LinStatic	-15943
1PM-02	DEAD	LinStatic	-17770	2PM-02	DEAD	LinStatic	-17134
1PM-03	DEAD	LinStatic	-17131	2PM-03	DEAD	LinStatic	-16495
1PM-04	DEAD	LinStatic	-17712	2PM-04	DEAD	LinStatic	-17076
1PM-05	DEAD	LinStatic	-17395	2PM-05	DEAD	LinStatic	-16759
1PM-06	DEAD	LinStatic	-16442	2PM-06	DEAD	LinStatic	-15806
1PM-07	DEAD	LinStatic	-16843	2PM-07	DEAD	LinStatic	-16207
1PM-08	DEAD	LinStatic	-16451	2PM-08	DEAD	LinStatic	-15815
1PM-09	DEAD	LinStatic	-15742	2PM-09	DEAD	LinStatic	-15106
1PM-10	DEAD	LinStatic	-16228	2PM-10	DEAD	LinStatic	-15592
1PM-11	DEAD	LinStatic	-16080	2PM-11	DEAD	LinStatic	-15444
1PM-12	DEAD	LinStatic	-15297	2PM-12	DEAD	LinStatic	-14820
1PM-13	DEAD	LinStatic	-15868	2PM-13	DEAD	LinStatic	-15391
1PM-14	DEAD	LinStatic	-15804	2PM-14	DEAD	LinStatic	-15327

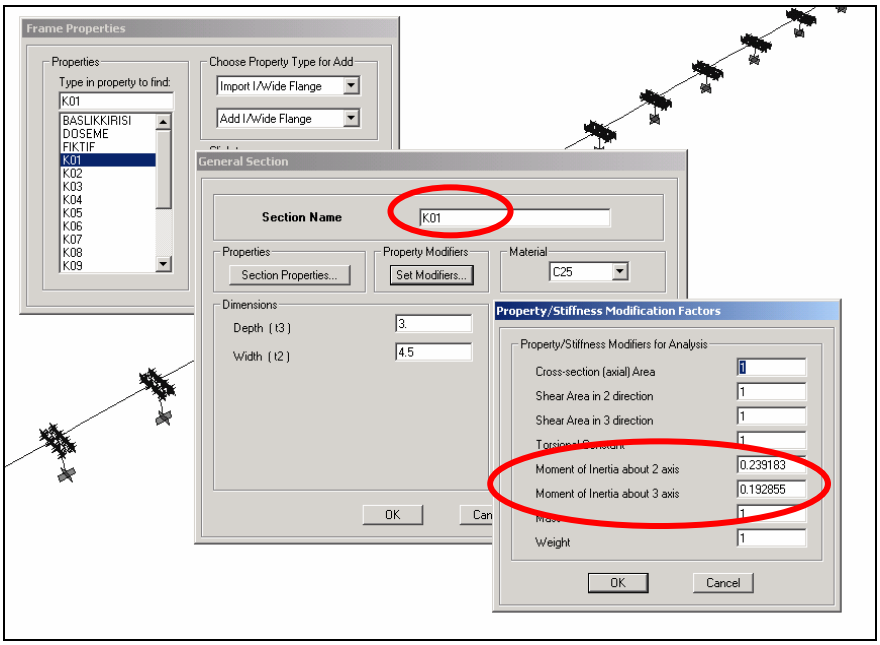
Kolonların konsol olarak çalışması nedeniyle depremli durumda kolon üst uçlarının yerdeğiştirmeleri küçük olduğundan ikinci mertebe etkiler açığa çıkmayacak dolayısıyla normal kuvvet değişimi ihmal edilebilecek düzeylerde kalacaktır. Zati yüklere karşı gelen belirli normal kuvvetler altındaki moment – eğrilik ilişkileri tanımlanabilir. Kesitlerin çatlamamış kesit rijitliklerinin yerine çatlamış rijitliklerini almak daha gerçekçidir. Dikkat edildiği üzere çatlamış kesit rijitlikleri çatlamamış kesit rijitliğinin %30' u mertebesine kadar düşebilmektedir. Örneğin kesin analiz yapma imkanımız olmadığı durumlar için DBYYHY madde 7.4.13.de normal kuvvetler için %40 ile %80 arasında değişen değerlerin kullanılmasını önermektedir. Belirtilen zati yükler altındaki normal kuvvetler etkisinde moment – eğrilik ilişkilerinden faydalanarak enkesit analiz programından okunan çatlamış kesit rijitlikleri de (Etkili EI) Tablo 8.6'da verilmiştir.

Tablo 8.6 : Kolon kesit çatlamış rijitlikleri

AKS NO	NORMAL KUVVET	BOYUNA YONDE	ENİNE YONDE
	kN	Nm2	Nm2
1	16579	5.61E+10	9.84E+10
2	17770	5.71E+10	9.99E+10
3	17131	5.66E+10	9.91E+10
4	17712	5.71E+10	9.98E+10
5	17395	5.68E+10	9.94E+10
6	16442	5.60E+10	9.82E+10
7	16843	5.64E+10	9.87E+10
8	16451	5.60E+10	9.82E+10
9	15742	5.54E+10	9.73E+10
10	16228	5.58E+10	9.79E+10
11	16080	5.57E+10	9.77E+10
12	15297	5.51E+10	9.67E+10
13	15868	5.56E+10	9.75E+10
14	15804	5.55E+10	9.74E+10

Bu sonuçlara göre kurulan modelde atalet katsayıları olarak her aksta tanımlanacak kolon kesitlerine çatlamış kesit rijitliğinin, çatlamamış kesit rijitliğine oranı olarak kolon yerel eksenlerine rijitlik azaltması olarak uygulanmıştır, (Denklem 8.11). Bu hususun bilgisayar programına nasıl tanımlandığı Şekil 8.9' da gösterilmiştir.

$$\frac{EI_{eff}}{EI} \qquad \textbf{(8.11)}$$



Şekil 8.9 : Çatlamış kesit rijitliklerinin programa girilmesi

8.1.6. Akma Yüzeyleri

Moment eğrilik ilişkileri açıklandığı şekliyle tanımlanabileceği gibi akma yüzeylerinin de yeterli sayıda noktayla tanımlanması, incelenmesi ve plastik şekil değiştirmelerin bu şekilde de elde edilmesi mümkündür. Özellikle çerçeve oluşturan kolon sistemine sahip yüksek ayaklı köprülerde akma yüzeylerinin bu şekilde tanımlanması gerekmektedir. Kullanılan ve doğrusal olmayan çözüm yapan bilgisayar programı bu şekilde akma yüzeylerinin tanımlanmasına imkan vermektedir. Ancak akma yüzeylerinin tanımlanması hem zaman hem emek açısından oldukça zahmetlidir.

Doğrusal olmayan analiz için en doğru ve etkili sonuçları verdiği bilinen akma yüzeylerinin tanımlanması yoluna gidilmiştir. Bunun için kolon kesitinin üzerinde asal eksenlerle belirli açılarla Moment – Normal Kuvvet etkileşim diyagramları XTRACT programı yardımıyla elde edilmiştir. Bu diyagramlar (P-M-M) akma yüzeylerinin tanımlandığı plastik mafsallar olarak programa girilmiştir. Bu şekilde doğrusal olmayan davranış gerçeğe olduğunca yakın şekilde modele aktarılabilmektedir. Akma yüzeylerinin normal kuvvet ile değişen plastik mafsal özellikleri bu şekilde tanımlanmıştır.

8.2. Statik İtme Analizi

8.2.1. Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü İle Hesap

Artımsal eşdeğer yükü ile hesabın amacı yapının hakim periyodu doğrultusunda adım adım artan eşdeğer deprem yükleri altında yapının deprem istemine kadar olan sınırda yapı elemanlarında oluşan toplam şekil değiştirmelerin gözlenmesi ve yapının bu yükler altındaki davranışının belirlenmesidir.

Yapıya belirlenen herhangi doğrultuda adım adım artan şiddetlerde kuvvet uygulanır. Her adımda yapının tepe yerdeğiştirmesi not edilir. Bu hesap ile taşıma gücünün sona erdiği duruma kadar devam edilir. Yapının tepe yerdeğiştirmesi istemi ile yapının şekil değiştirme kapasitesi ile arasında ilişki kurulur. Bu bilgiler kullanılarak modal ivme ile modal yer değiştirme eksenleri tanımlanan şekillerde dönüşümler yapılarak

elde edilebilir. Modal kapasite diyagramları çizilebilir ve yapının deprem yükleri altında spektral yer değiştirme kapasiteleri elde edilebilir.

Viyadüğe boyuna ve enine doğrultularda artan şiddetlerde kuvvet uygulanmış ve tepe yer değiştirmeleri ile taban kesme kuvvetleri arasındaki ilişki incelenmiştir. Her bir plastik mafsal oluşumu ve bu anlardaki tepe yer değiştirmesi not edilmiş, taban kesme kuvveti ile karşılıklı itme eğrileri elde edilmiştir. Bu diyagramlar modal ivme modal yerdeğiştirme değerlerine dönüştürülmüş, sperktral yerdeğiştirmeler ile spektral ivmeler arasındaki ilişkiler diyagramlar üzerinde incelenmiştir. Viyadüğün boyuna yöndeki ve enine yöndeki artan kuvvetler altındaki tepe yerdeğiştirmeleri eksen dönüşümleri yapılarak, S1, servis depremi; ve S2, en büyük deprem spektrumlarında spektral tepe yerdeğiştirmeleri ve bu yerdeğiştirmeler altında yapı elemanlarının şekil değiştirmeleri not edilmiştir. Belirtilen S1 ve S2 depremleri altında hedef performans düzeylerini gösterip göstermediklerine karar verilmiştir.

Modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir. (DBYBHY, 2007)

a. (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir. Denklen (8.12)

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \qquad \textbf{(8.12)}$$

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(8.13).

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1}\Gamma_{x1}} \qquad \textbf{(8.13)}$$

c. Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} x doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve M_1 den yararlanılarak elde edilir, Denklem(8.15).

$$L_{x1} = \sum_{i=1}^{N} m_1 \Phi_{x1n} \qquad \textbf{(8.14)}$$

d. L_{x1} denklem (8.14) ile ifade edilmiştir. Tanımlanan x doğrultusundaki kütlenin o doğrultudaki modal yerdeğiştirmeleriyle çarpımları toplamıdır. Ayrıca M_1 yapının gözönüne alınan doğrultudaki doğal titreşim modundaki etkin kütle olarak tanımlanmıştır. Dolayısıyla modal katkı çarpanı gözönüne alınan doğrultuda Γ_{x1} aşağıdaki ifadeyle hesaplanabilmektedir, Denklem(8.15).

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \tag{8.15}$$

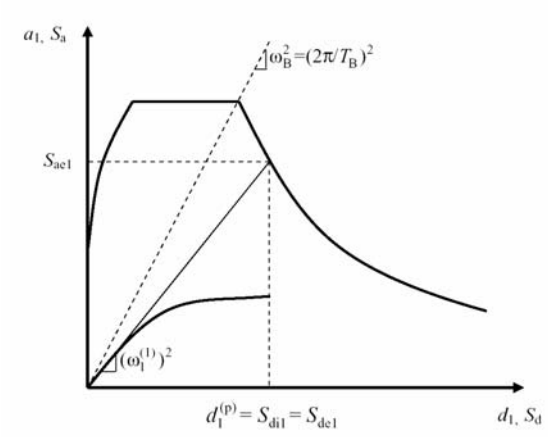
e. İtme analizi sonucunda modal kapasite diyagramıyla birlikte, elastik davranış spektrumu gözönüne alınarak, birinci mod şekline ait maksimum modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1}'e eşittir (Denklem(8.16)). Doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme, S_{di1}, ise itme analizinin 1. adımında doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e bağlı olarak hesaplanır. Denklem (8.17).

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \tag{8.16}$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \tag{8.17}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \tag{8.18}$$

Bu bağıntılardan aşağıdaki gibi bir spektral yerdeğiştirme - spektral ivme diyagramı eksen dönüşümleriyle elde edilir. (Şekil 8.10)



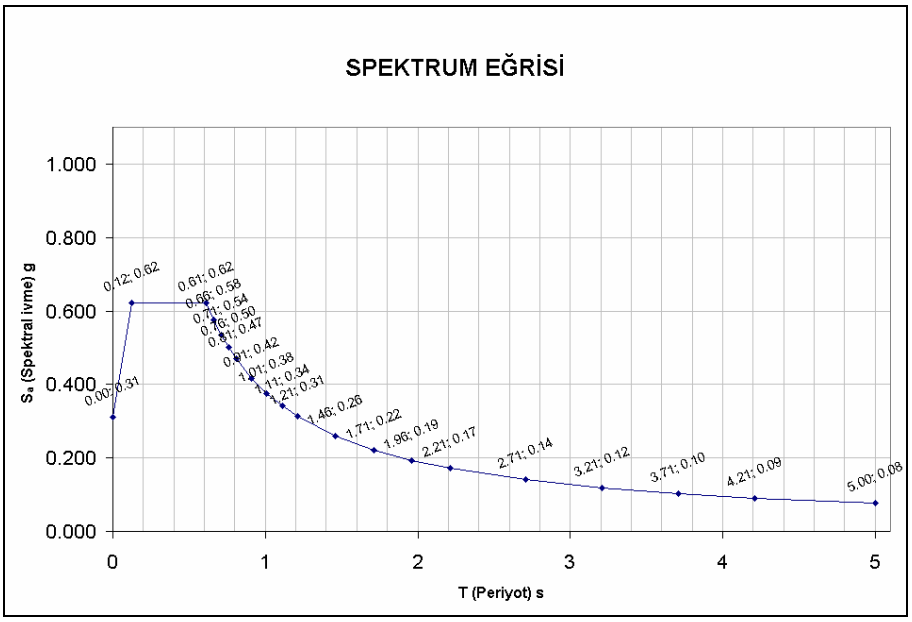
Şekil 8.10 : İvme ile yerdeğiştirme ve spektral ivme ile spektral yerdeğiştirme ilişkileri, yapı davranışı

8.2.2. Statik İtme Analizi Sonuçları

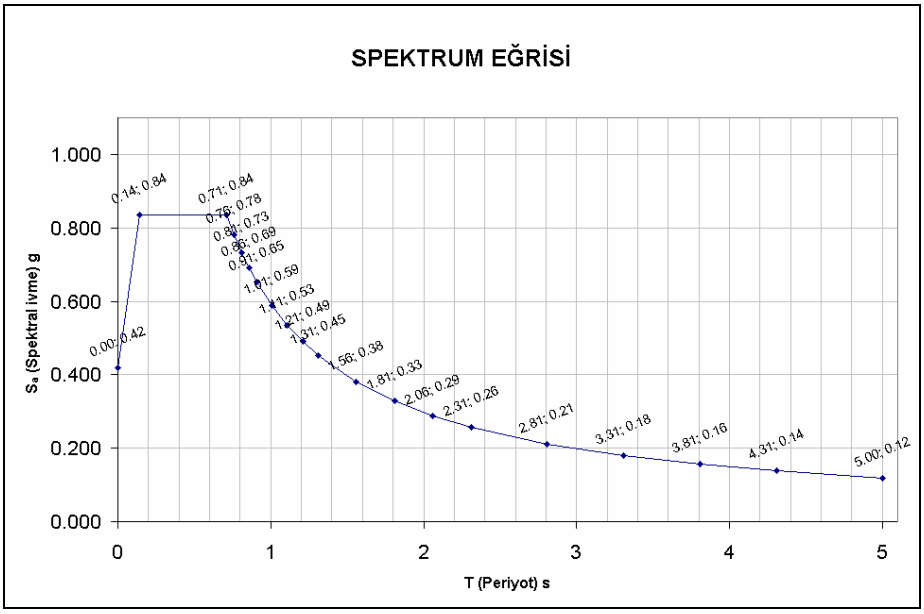
Viyadük için statik itme analizi yapılırken viyadük sadece doğru eksenli olarak modellenmiştir. Doğrusal analiz sonuçlarından da anlaşılacağı gibi yapı davranışında doğru eksenli veya kurbta modellenmesinde Yarımburgaz Viyadüğü için etkin bir davranış farklılığı yoktur. Kurbta oluşturulan viyadük modelinin statik itme analizi ile incelenmesi istendiği takdirde belirlenen bir kaç doğrultuda yapının itme analizi yapılmalıdır. Hatta tepe yerdeğiştirmelerinin incelenmesi için her ayakta ayak eksenlerine dik doğrultularda kuvvet uygulanması gerekebilir.

Viyadük modelinin S1 (Dönüş periyodu 72 yıl - %50 olasılıklı) ve S2 (Dönüş periyodu 2475 yıl - %2 olasılıklı) deprem spektrumlarında, taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ile spektral ivme – spektral yerdeğiştirme eğrileri SAP 2000 analiz sonuçlarından okunmuştur.

Şekil 8.11 ve Şekil 8.12 ile gösterilen spektrum eğrileri viyadük için özel olarak oluşturulmuştur. (İpek ve Pakdamar, 2007) tarafından oluşturulmuştur.Yarımburgaz Viyadüğü için oluşturulan spektral ivme – spektral yerdeğiştirme grafikleri Şekil 8.13, Şekil 8.14, Şekil 8.15 ve Şekil 8.16' da yeralan spektral ivme – periyot eğrilerinin dönüştürülmesiyle elde edilmiştir. Bu dönüşümün nasıl yapıldığı Bölüm 8.2.1 de açıklanmıştır.



Şekil 8.11 : S1 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi

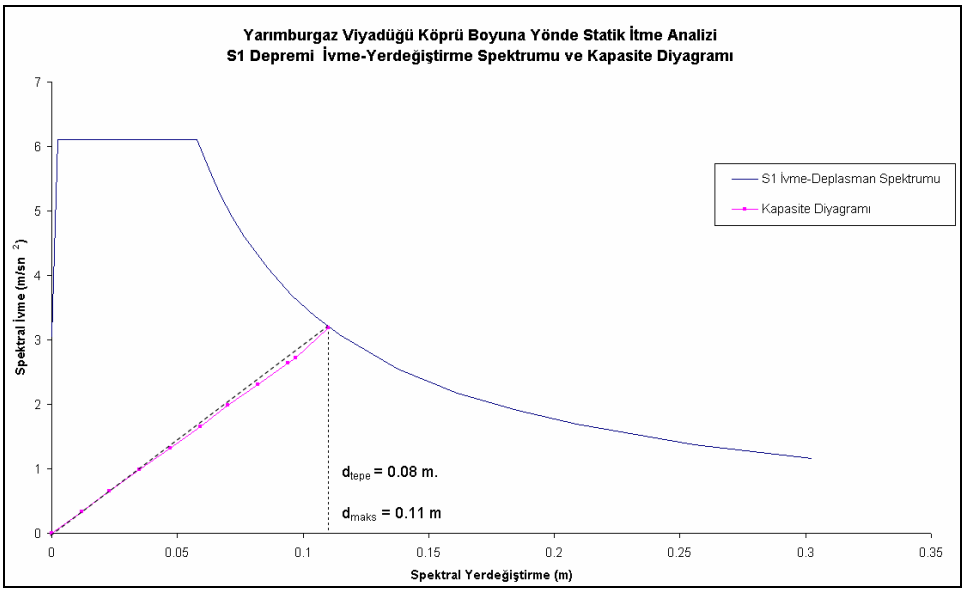


Şekil 8.12 : S2 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi

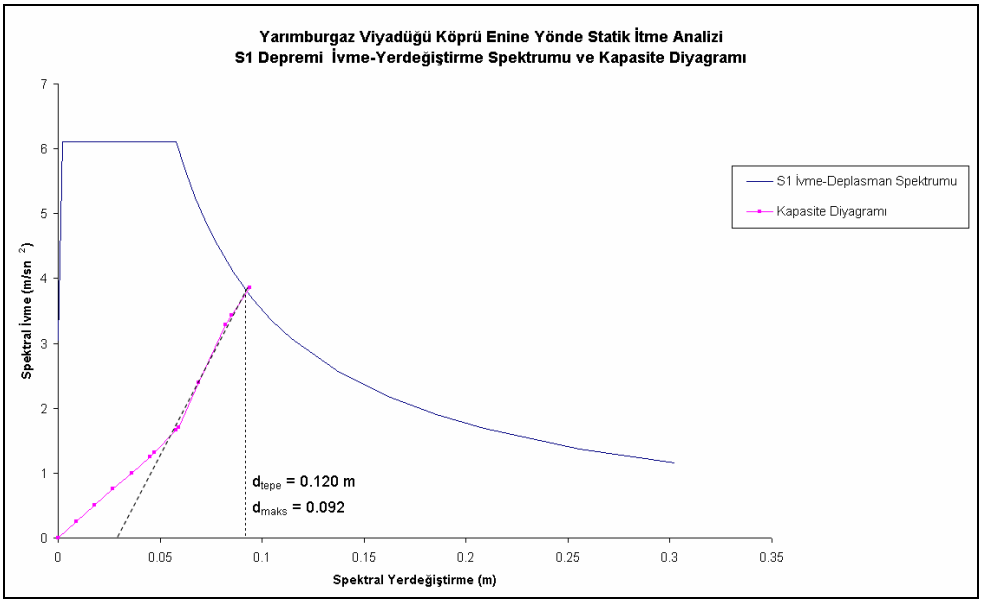
Bu spektrumlar incelendiğinde yapının spektral hareketi ve artan yükler altında davranışı adım adım izlenebilmektedir. Bu sayede her adımdaki orta ayak kolonlarında plastik mafsal tanımlanan kesitlerdeki plastik şekil değiştirmeler gözlenebilmektedir. S1 ve S2 depremlerine ait spektrumlarda yapının tepe yerdeğiştirmeleri ile spektral yerdeğiştirmeler arasındaki ilişki Tablo 8.7 ile verilmiştir. Ayrıca aşağıda yer alan Şekil 8.13, Şekil 8.14, Şekil 8.15 ve Şekil 8.16 ile bu hareket gösterilmiştir.

Tablo 8.7 : Tepe Yerdeğiştirmeleri ve Spektral Yerdeğiştirmeler

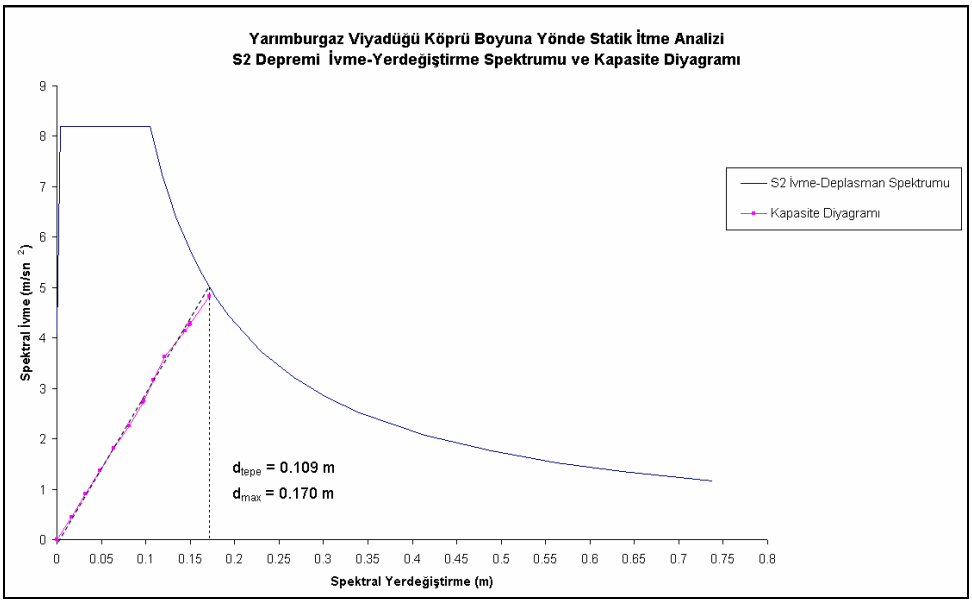
Deprem Spektrumu ve Yönü	d_{tepe} (Tepe Yerdeğiştirmesi)	d_{maks} (Spektral Yerdeğiştirme)
S1 Köprü Boyuna	0.080	0.110
S1 Köprü Enine	0.120	0.092
S2 Köprü Boyuna	0.109	0.170
S2 Köprü Enine	0.157	0.140



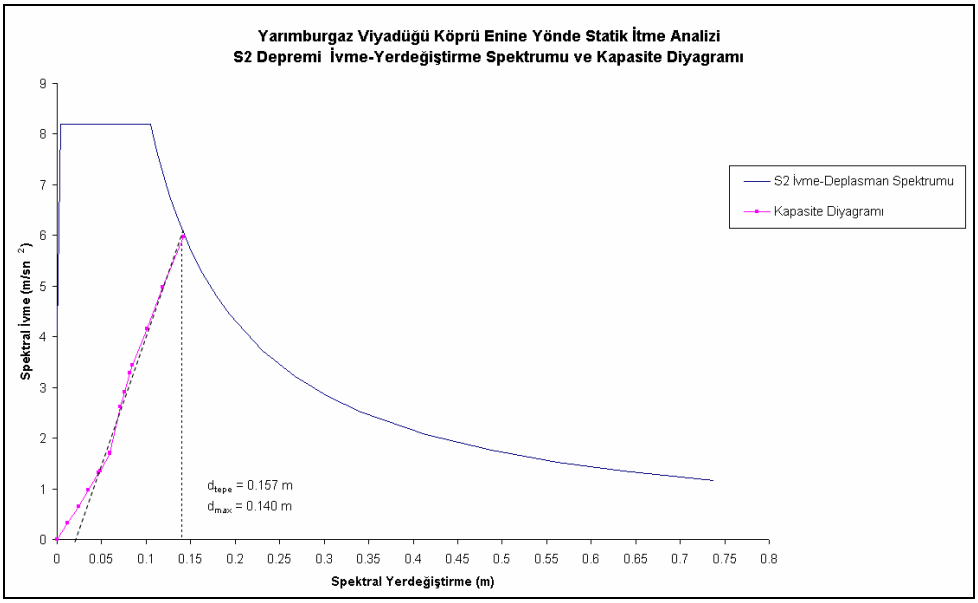
Şekil 8.13 : S1 depremi viyadük boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 8.14 : S1 depremi viyadük enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 8.15 : S2 depremi viyadük boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

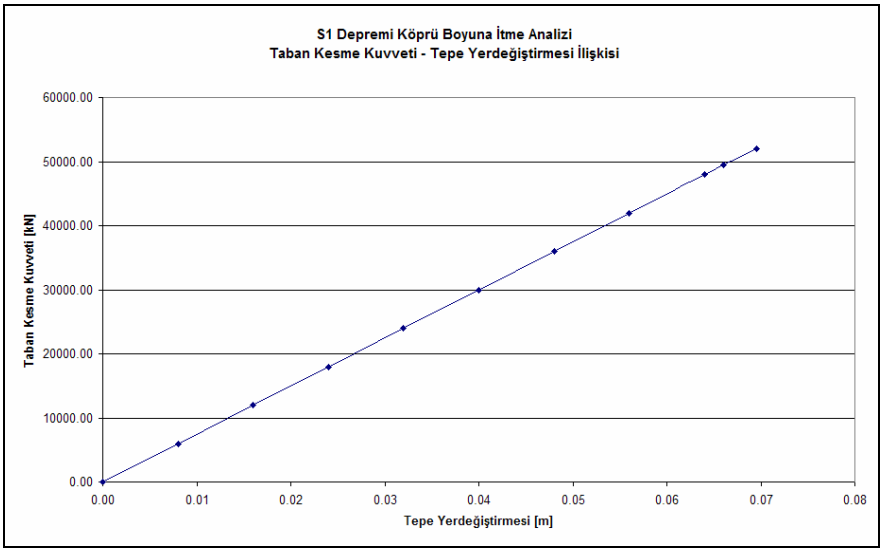


Şekil 8.16 : S2 depremi viyadük enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

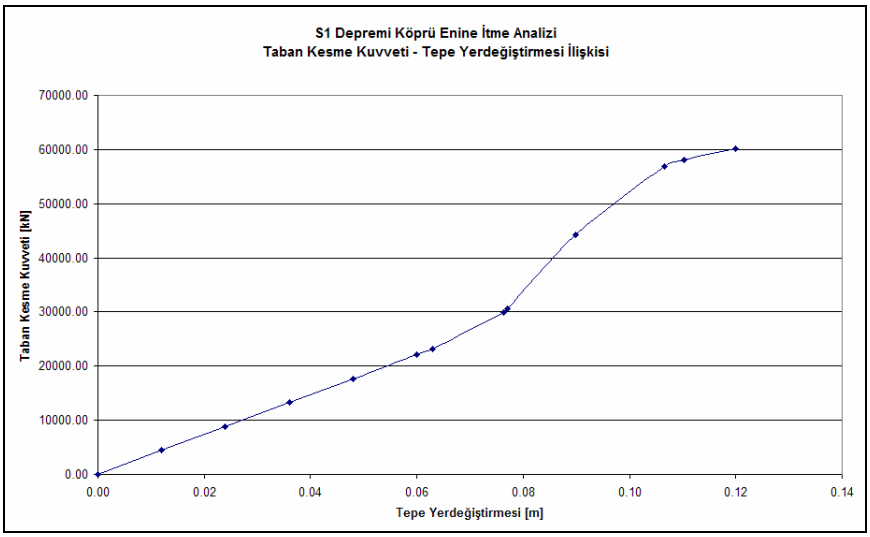
Yapı davranışı incelenirken, incelendiği doğrultudaki (boyuna veya enine) kenar ayaklarda yeralan takozları temsilen kullanılan “gap” boşluk elemanları kolonlarda meydana gelecek plastik şekil değiştirmeleri incelemek amacıyla kaldırılmıştır.

Dolayısıyla incelenen enine ve boyuna yönlerdeki yerdeğiştirmeler deprem takozlarına olan enine 5 cm. ve boyuna 10 cm olan mesafelerden daha fazla çıkabilmektedir. Ayrıca orta ayaklardaki deprem takozlarını temsilen kullanılan boşluk elemanları yapının enine ve boyuna yönlerindeki itme kuvvetlerine karşılık elastomer mesnetler tarafından karşılanan kuvvetlerden daha büyük kuvvetlerde elastomerlerin yerdeğiştirmelerini sınırlamak ve bu yükleri orta ayaklara aktarmak amacıyla kaldırılmamıştır.

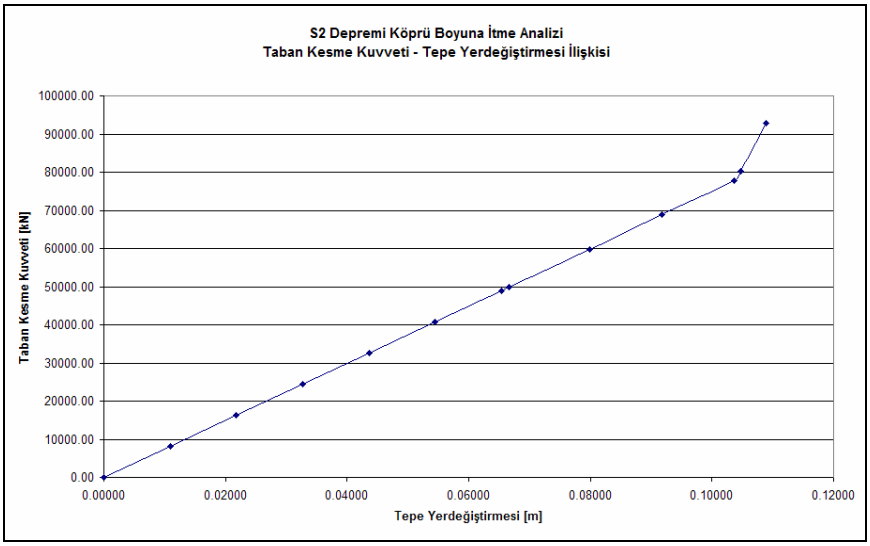
Viyadük taban kesme kuvveti ile tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi yukarıda belirtilen itme analizi sonucunda aşağıdaki gibi elde edilmiştir. Son adımdaki iç kuvvetler yapı analizinde dikkate alınması gereken iç kuvvetlerdir. Hasar durumunun belirlenmesinde bu iç kuvvetlere karşılık elde edilen beton ve çelikteki şekil değiştirme durumları yapılan analizler sonucunda belirlenmiştir.



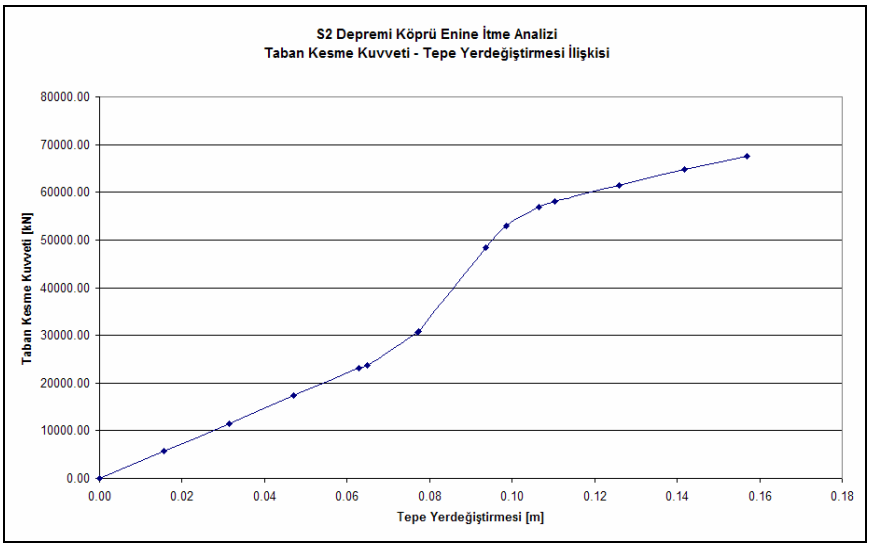
Şekil 8.17: S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.18: S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.19: S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.20: S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Taban kesme kuvvetinin tepe yerdeğiştirmelerinin küçük değişimlerinde aldığı ani yükselişlerin nedeni deprem takozları ile başlık kirişleri arasındaki boşluğun tepe yerdeğiştirmesiyle kapanmasıdır. Bu nedenle bütün yükler doğrudan kolonlara aktarılmaktadır. Dolayısıyla yapının rijitliğinde ani bir yükseliş olmaktadır.

Yukarıdaki spektral yerdeğiştirmeler ve tepe yerdeğiştirmelerini belirtilen yükler altında yapmış olan viyadük kolonlarındaki plastik şekil değiştirmeler okunmuştur. Viyadük kolonlarında okunan elastik ve plastik toplam şekil değiştirmeler AYDINOĞLU'nun raporunda belirtilen betonarme kesitler için şekil değiştirme sınırları ile karşılaştırılmıştır. Viyadük kolonları için minimum hasar ve kontrollü hasar düzeylerinde beton ve çelik için verilen şekil değiştirmeler her hasar düzeyi için ayrıca değerlendirilmelidir. Sözü edilen betonarme kesitler için şekil değiştirme sınırları Tablo 8.8' de verilmiştir.

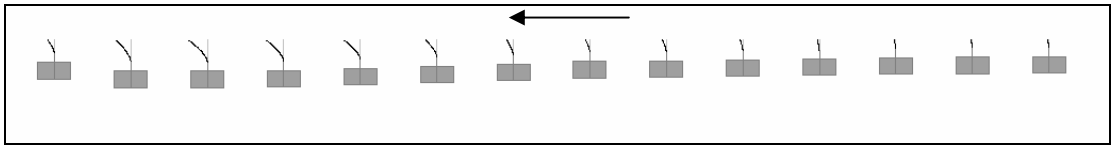
Tablo 8.8 : Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları

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

Buna göre viyadükte kolonlarda meydana gelen toplam elastik ve elastik olmayan dönmeler okunmuştur. Okunan bu değerler plastik mafsal boyları ile çarpılarak

eğrilik değerleri elde edilmiş ve toplam eğrilik değerlerinin XTRACT programı vasıtasıyla çelik ve betonda ne kadar şekil değiştirmeye sebep oldukları incelenmiştir.

- S1 Deprem düzeyinde köprünün boyuna yönünde, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 2.22' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler Tablo 8.9' dan ayrıntılı olaran izlenebilir.

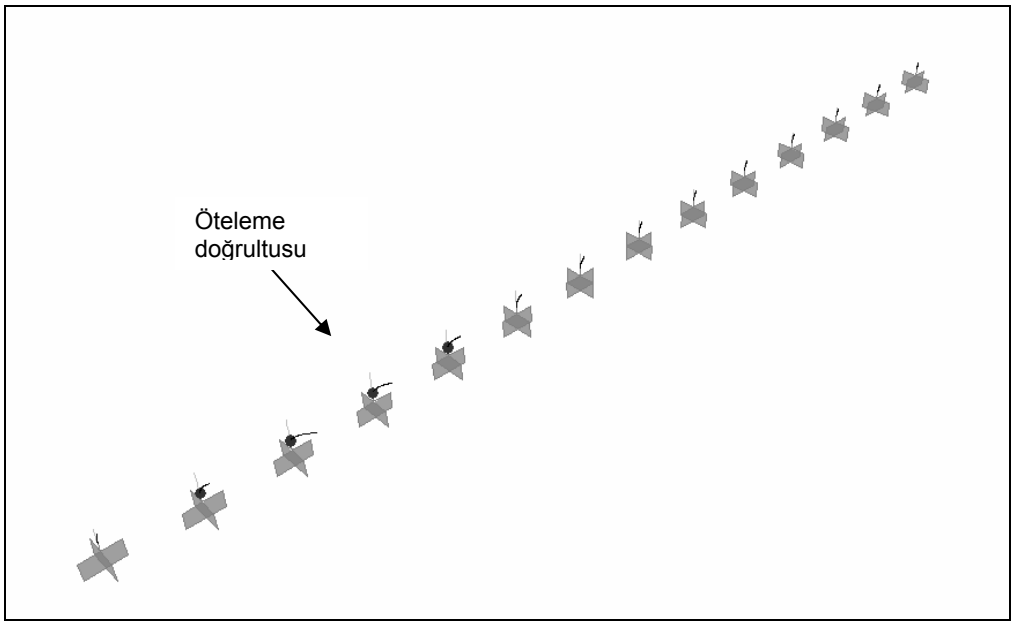


Şekil 8.21 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Tablo 8.9 : S1 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks Numarası	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M3	R3Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
01	PUSHX	FH01	0.873	-16463.29	-41599.79	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
02	PUSHX	FH02	1.230	-17518.96	-40939.60	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
03	PUSHX	FH03	1.240	-16966.55	-49714.78	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
04	PUSHX	FH04	1.220	-17550.85	-50946.99	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
05	PUSHX	FH05	1.120	-17184.31	-58056.52	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
06	PUSHX	FH06	1.030	-16153.49	-44421.96	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
07	PUSHX	FH07	0.950	-16717.45	-32938.20	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
08	PUSHX	FH08	0.830	-16303.96	-29733.78	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
09	PUSHX	FH09	0.820	-15588.46	-28702.21	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
10	PUSHX	FH10	0.770	-16126.53	-22564.69	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
11	PUSHX	FH11	0.720	-15965.10	-21243.89	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
12	PUSHX	FH12	0.690	-15182.36	-20236.27	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
13	PUSHX	FH13	0.660	-15780.37	-17265.92	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
14	PUSHX	FH14	0.640	-15699.97	-16700.53	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

- S1 Deprem düzeyinde köprünün enine doğrultusunda, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.22' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler Tablo 8.10' dan ayrıntılı olarak izlenebilir.

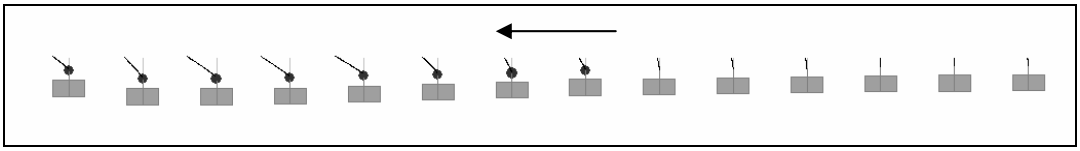


Şekil 8.22 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Tablo 8.10 : S1 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks Numarası	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
01	PUSHY	FH01	0.873	-16459.68	-52385.99	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
02	PUSHY	FH02	1.230	-17607.63	-67045.60	0.00060	0.0004894	0.0009716	0.0014610
03	PUSHY	FH03	1.240	-16953.70	-74609.28	0.00303	0.0024452	0.0009711	**0.0034163**
04	PUSHY	FH04	1.220	-17526.53	-70662.65	0.00194	0.0015934	0.0009716	0.0025650
05	PUSHY	FH05	1.120	-17246.18	-65769.52	0.00088	0.0007857	0.0009714	0.0017571
06	PUSHY	FH06	1.030	-16305.32	-49118.87	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
07	PUSHY	FH07	0.950	-16716.18	-45033.73	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
08	PUSHY	FH08	0.830	-16341.24	-40585.29	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
09	PUSHY	FH09	0.820	-15633.24	-29862.98	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
10	PUSHY	FH10	0.770	-16126.52	-31895.97	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
11	PUSHY	FH11	0.720	-15984.51	-29629.38	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
12	PUSHY	FH12	0.690	-15205.31	-24782.91	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
13	PUSHY	FH13	0.660	-15780.37	-25978.72	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
14	PUSHY	FH14	0.640	-15718.95	-21352.91	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

- S2 Deprem düzeyinde köprünün boyuna doğrultusunda, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.23' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler Tablo 8.11' den ayrıntılı olaran izlenebilir.

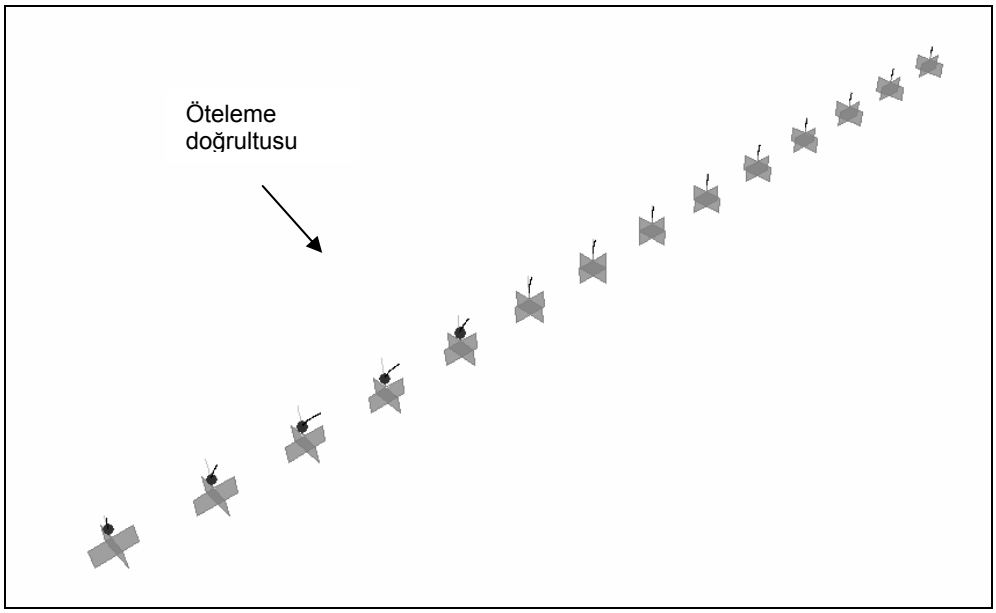


Şekil 8.23 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Tablo 8.11 : S2 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks Numarası	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M3	R3Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
01	PUSHX	FH01	0.873	-16463.29	-64042.93	0.01736	0.0198855	0.0012590	**0.0211445**
02	PUSHX	FH02	1.230	-17011.85	-61445.27	0.00979	0.0079593	0.0012610	0.0092203
03	PUSHX	FH03	1.240	-16966.55	-64131.18	0.01820	0.0146750	0.0012610	0.0159360
04	PUSHX	FH04	1.220	-17550.85	-65482.61	0.01955	0.0160270	0.0012630	0.0172900
05	PUSHX	FH05	1.120	-16983.11	-65691.00	0.02220	0.0198232	0.0012610	0.0210842
06	PUSHX	FH06	1.030	-15639.15	-59995.18	0.01176	0.0114214	0.0012570	0.0126784
07	PUSHX	FH07	0.950	-16717.45	-60035.90	0.00428	0.0045095	0.0012600	0.0057695
08	PUSHX	FH08	0.830	-16292.75	-60292.43	0.00585	0.0070482	0.0012590	0.0083072
09	PUSHX	FH09	0.820	-15274.87	-43226.64	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
10	PUSHX	FH10	0.770	-16126.53	-42838.57	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
11	PUSHX	FH11	0.720	-15962.55	-45240.66	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
12	PUSHX	FH12	0.690	-15093.61	-31935.01	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
13	PUSHX	FH13	0.660	-15780.37	-31536.47	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
14	PUSHX	FH14	0.640	-15693.18	-31834.97	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

- S2 Deprem düzeyinde köprünün enine doğrultusunda, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.24' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler Tablo 8.12' den ayrıntılı olaran izlenebilir.



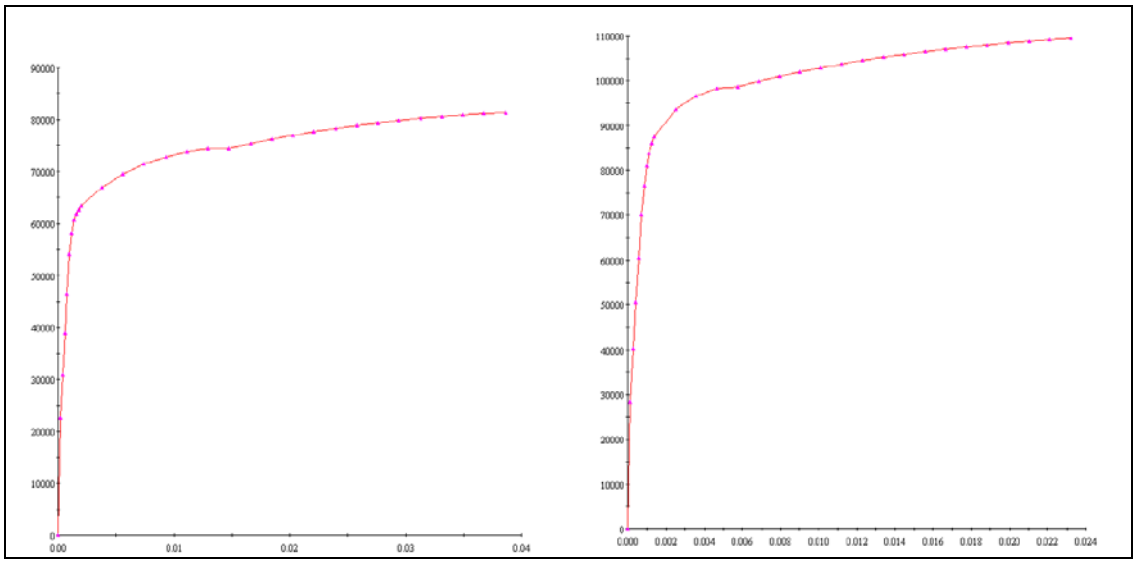
Şekil 8.24 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Tablo 8.12 : S2 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

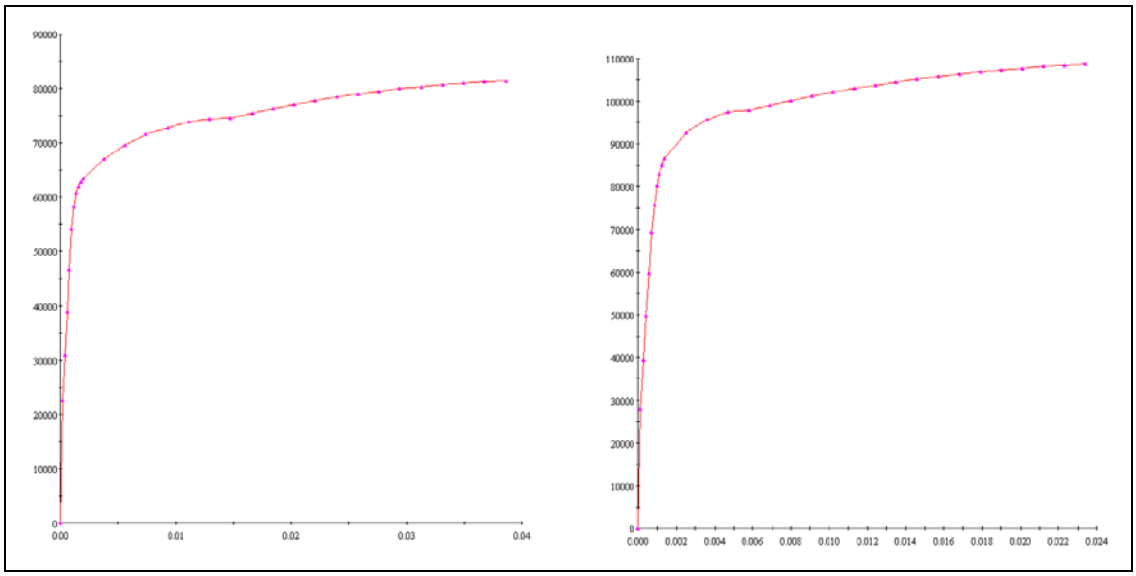
Aks Numarası	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
01	PUSHY	FH01	0.873	-16449.55	-62505.96	0.00145	0.0016644	0.0009706	0.0026350
02	PUSHY	FH02	1.230	-17607.63	-73630.42	0.00396	0.0032203	0.0009716	0.0041919
03	PUSHY	FH03	1.240	-16940.62	-85322.68	0.00877	0.0070758	0.0009710	**0.0080468**
04	PUSHY	FH04	1.220	-17485.63	-78031.07	0.00641	0.0052533	0.0009716	0.0062249
05	PUSHY	FH05	1.120	-17246.18	-68658.01	0.00392	0.0035009	0.0009714	0.0044723
06	PUSHY	FH06	1.030	-16305.32	-58906.73	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
07	PUSHY	FH07	0.950	-16713.87	-51456.46	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
08	PUSHY	FH08	0.830	-16341.24	-45731.12	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
09	PUSHY	FH09	0.820	-15633.24	-33385.19	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
10	PUSHY	FH10	0.770	-16126.49	-35865.02	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
11	PUSHY	FH11	0.720	-15984.51	-33342.68	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
12	PUSHY	FH12	0.690	-15205.31	-27894.71	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
13	PUSHY	FH13	0.660	-15780.37	-29236.33	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
14	PUSHY	FH14	0.640	-15718.95	-24024.65	0.00000	0.0000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

Yukarıda verilen dönme ve eğrilik değerleri Tablo 8.13' de özet olarak verilmiştir. Buna göre viyadük kolonlarında meydana gelen en büyük plastik şekil değiştirmeler AYDINOĞLU'nun raporunda belirlediği S1 ve S2 depremlerinde beklenen hasar düzeylerindeki en büyük şekil değiştirme değerleriyle karşılaştırılmıştır.

Şekil değiştirme değerleri XTRACT programından belirlenen eğrilik değerleri altındaki malzeme şekil değiştirmelerinin okunmasıyla elde edilmiştir.



Şekil 8.25 : S1 Deprem Senaryosu köprünün boyuna ve enine doğrultusunda moment – eğrilik diyagramları



Şekil 8.26 : S2 Deprem Senaryosu köprünün boyuna ve enine doğrultusunda moment – eğrilik diyagramları

S1 deprem senaryosu altında köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi sonucunda yapı elemanlarında plastik şekil değiştirmeler gerçekleşmediği için viyadük kolonlarında gerçekleşebilecek en büyük elastik şekil değiştirmelerin gerçekleştiği dikkate alınmış aşağıdaki Tablo 8.13' ün doldurulmasında maksimum elastik eğrilik değeri girilmiştir.

Tablo 8.13 : S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu

Ortaayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		**Tüm Orta Ayaklar**			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön	S2 Depremi Boyuna Yön	S1 Depremi Enine Yön	S2 Depremi Enine Yön
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.017360	0.003032	0.008774
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	0.873	1.240	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.019885	0.002445	0.007076
Elastik Eğrilik	κ_e	0.001259	0.001259	0.000971	0.000971
Toplam Eğrilik	κ	0.001259	0.021144	0.003416	0.008047
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000812	0.006321	0.003152	0.006784
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.000281	0.054521	0.011797	0.028400
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

Şekil değiştirme esaslı yapı performansının belirlenmesinde kontrol edilen değerler yukarıdaki gibi özetlendikten sonra viyadük kolonlarının S1 ve S2 deprem senaryoları altında güvenli oldukları söylenebilir.

8.3. Zaman Tanım Alanında Hesap

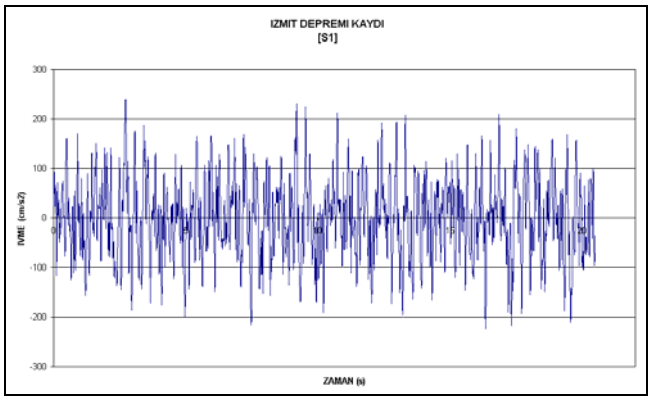
Yarımburgaz Viyadüğü daha önce de bahsedilen şekilde tasarım depremi senaryosu altında doğrusal analiz ile S1 ve S2 deprem senaryoları altında statik itme analizi ile incelenmiştir. Bir yapının önceden tahmin edilen deprem yükleri altındaki gerçeğe en yakın hareketinin belirlenmesinde kullanılacak yöntem ise zaman tanım alanında analiz yapmaktır. Zaman tanım alanında hesap doğrusal olmayan dinamik analiz için, özellikle sismik aygıtların kullanıldığı yapılarda, kullanılabilir tek yöntemdir, (PRIESTLEY, 1996).

Zaman tanım alanında hesap sonuçları için yapının doğru eksenli olarak oluşturulmuş viyadük modeli ve kurbta oluşturulmuş viyadük modeli üzerinde yapılan dinamik analizler kullanılmıştır. Ayrıca yapı elemanlarında meydana gelen şekil değiştirmelerin S1 ve S2 deprem senaryolarına benzeştirilmiş deprem kayıtları altında izlenmesi ve bu sonuçların karşılaştırılmaları yapılmıştır. Deprem kayıtları Prof. Dr. Muzaffer İPEK tarafından İzmit, Erzincan ve San Fernando Deprem Kayıtlarının Yarımburgaz Viyadüğü için özel olarak benzeştirilmesiyle elde edilmiştir. Bu deprem kayıtları aşağıdaki gibi gösterilmiştir. Ayrıca kayıtlarda ölçülen en büyük ivme değerlerinin kayıt zamanlarının da bulunduğu bir özet Tablo 8.14' de gösterilmiştir.

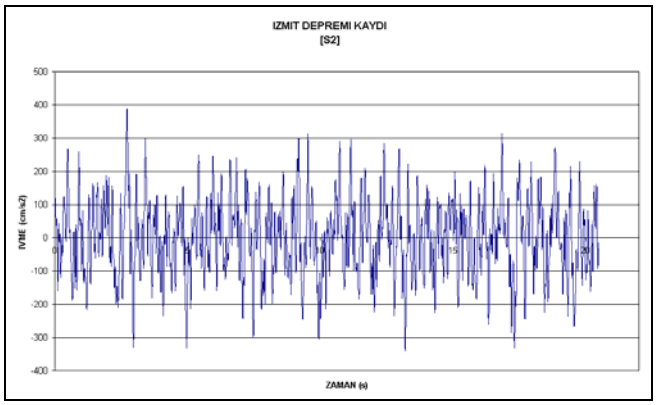
Tablo 8.14 : Zaman tanım alanında kullanılan deprem kayıtlar ile ilgili özet tablo

Deprem Kaydı	Gerçekleşme Olasılığı [50 yılda]	Gerçekleşme Zaman Aralığı	En Büyük İvme Değeri [g]	Kayıt Süresi	Kayıt Adedi
İzmit	50 yılda %50	72 yıl	0.244	20.47 s.	2048
	50 yılda %2	2475 yıl	0.395	20.48 s.	2049
Erzincan	50 yılda %50	72 yıl	0.310	20.00 s.	2001
	50 yılda %2	2475 yıl	0.374	20.47 s.	2048
San Fernando	50 yılda %50	72 yıl	0.230	20.47 s.	2048
	50 yılda %2	2475 yıl	0.373	20.47 s.	2048

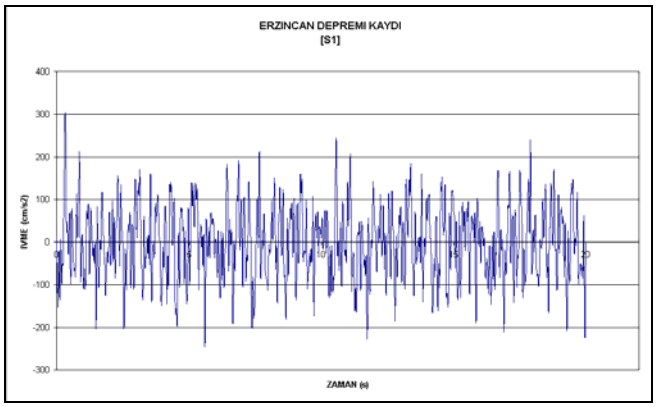
Ayrıca bu deprem kayılarının büyüklükleri ve zamanla değişimleri aşağıdaki gibidir.



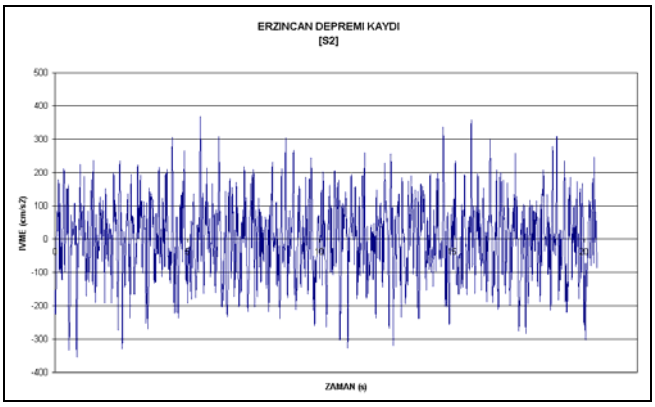
Şekil 8.27 : İzmit Depremi [S1] – Deprem Kaydı



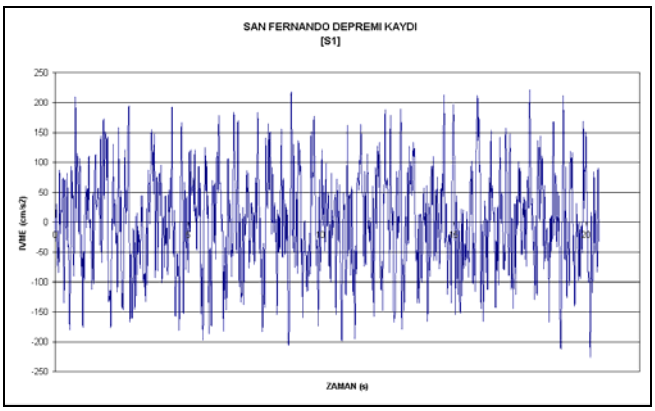
Şekil 8.28 : İzmit Depremi [S2] – Deprem Kaydı



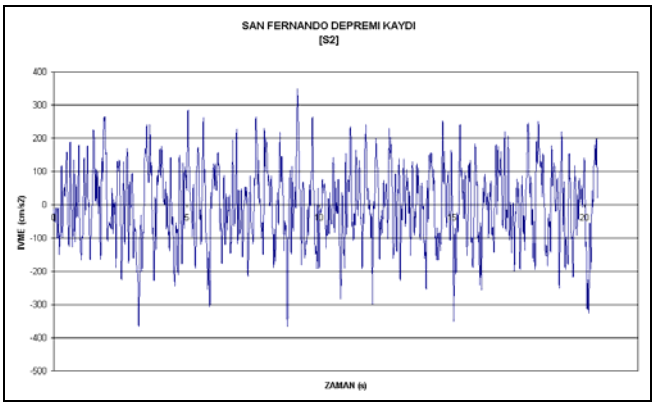
Şekil 8.29 : Erzincan Depremi [S1] – Deprem Kaydı



Şekil 8.30 : Erzincan Depremi [S2] – Deprem Kaydı



Şekil 8.31 : San Fernando Depremi [S1] – Deprem Kaydı



Şekil 8.32 : San Fernando Depremi [S2] – Deprem Kaydı

Bu deprem kayıtlarının oluşturduğu depremsel yükler altında viyadük çözümü yapılmıştır. Bu yüklerin oluşturduğu kesit tesirleri ve bunlara karşılık oluşan betonda kısalma ve çelikte uzaman şekil değiştirmelerinin Aydınoğlu'nun raporu çerçevesinde verilen sınır değerlerle karşılaştırmaları yapılmıştır.

8.3.1. Zaman Tanım Alanında Hesap Sonuçları

8.3.1.1. Doğru Eksenli Olarak Kurulan Model ZTAH Sonuçları

Doğru eksenli olarak kurulan köprü modelinde boyuna yönde analiz sonucu oluşan kesit tesirleri ve bu kesit tesirlerinden dolayı oluşan plastik mafsallar aşağıda Tablo 8.15' de enine yönde analizi sonucunda oluşan en elverişsiz kesit tesirleri ve plastik mafsallar ise Tablo 8.16' da gösterilmiştir. Yapıda S1 deprem düzeyindeki deprem kayıtlarında plastikleşmeler oluşmamaktadır. Bu tablolarda deprem kayıt isminin yanındaki "2" rakamıyla gösterilmiştir. Örneğin "İzmit_2" Aşılma olasılığı %2 yi temsil eden İzmit depremi benzeştirilmiş kaydını temsil etmektedir. S2 deprem düzeyindeki deprem kayıtları altındaki plastik mafsal oluşumları ise karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Tablo 8.15: Doğru eksenli köprü modeli köprünün boyuna doğrultusunda zaman tanım alanında analizinde oluşan plastik mafsallarda dönme ve eğrilik değerleri

KÖPRÜ BOYUNA YÖNDE ZAMAN TANIM ALANINDA OLUSAN DOĞRUSAL OLMAYAN EĞRİLİK DEĞERLERİ									
Aks Numarası	OutputCase	AssignHinge	Plastik Mafsal Boyu	P	M3	R3Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
05	IZMIT_2	FH05	1.120	-15501.331	61005.168	0.002993	0.0026723	0.0012350	0.0039073
06	IZMIT_2	FH06	1.030	-15213.909	60690.442	0.002872	0.0027883	0.0012350	**0.0040233**
05	SANFE_2	FH05	1.120	-15709.313	60567.123	0.001152	0.0010286	0.0012350	0.0022636
06	SANFE_2	FH06	1.030	-15236.787	60190.700	0.000876	0.0008505	0.0012350	0.0020855
08	SANFE_2	FH08	0.830	-14722.028	46802.726	0.000751	0.0009048	0.0012350	0.0021398
11	SANFE_2	FH11	0.720	-15018.311	36886.200	0.000026	0.0000361	0.0012350	0.0012711

Tablo 8.16: Doğru eksenli viyadük modeli köprünün enine doğrultusunda zaman tanım alanında analizde oluşan plastik mafsallarda dönme ve eğrilik değerleri

TABLE: Frame Hinge States									
Aks Numarası	OutputCase	AssignHinge	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians			
01	IZMIT_2	FH01	0.873	-15945.26	66518.70	0.00018	0.00021	0.0009703	0.00118
02	IZMIT_2	FH02	1.230	-16224.09	73976.19	0.00421	0.00342	0.0009703	0.00439
03	IZMIT_2	FH03	1.240	-16186.49	87821.61	0.01470	0.01186	0.0009703	**0.01283**
04	IZMIT_2	FH04	1.220	-16458.27	79857.68	0.00621	0.00509	0.0009703	0.00606
05	IZMIT_2	FH05	1.120	-16545.92	75874.61	0.00246	0.00219	0.0009703	0.00316
06	IZMIT_2	FH06	1.030	-15561.57	69929.67	0.00320	0.00310	0.0009703	0.00408
07	IZMIT_2	FH07	0.950	-15955.05	69247.31	0.00359	0.00378	0.0009703	0.00475
08	IZMIT_2	FH08	0.830	-15722.68	67716.49	0.00176	0.00212	0.0009703	0.00309
09	IZMIT_2	FH09	0.820	-15049.81	62454.69	0.00128	0.00156	0.0009703	0.00253
10	IZMIT_2	FH10	0.770	-15220.19	74455.27	0.00287	0.00372	0.0009703	0.00469
11	IZMIT_2	FH11	0.720	-15387.13	66436.03	0.00186	0.00258	0.0009703	0.00355
12	IZMIT_2	FH12	0.690	-14819.14	63877.93	0.00068	0.00098	0.0009703	0.00195
13	IZMIT_2	FH13	0.660	-15459.73	64990.49	0.00026	0.00039	0.0009703	0.00136
02	SANFE_2	FH02	1.230	-16940.75	65861.58	0.00035	0.00028	0.0009703	0.00125
03	SANFE_2	FH03	1.240	-16354.35	83435.51	0.00530	0.00427	0.0009703	0.00524
04	SANFE_2	FH04	1.220	-16871.00	75618.25	0.00433	0.00355	0.0009703	0.00452
05	SANFE_2	FH05	1.120	-16430.94	65455.12	0.00096	0.00086	0.0009703	0.00183
06	SANFE_2	FH06	1.030	-15933.97	62529.91	0.00038	0.00037	0.0009703	0.00134
07	SANFE_2	FH07	0.950	-16543.41	60822.08	0.00034	0.00036	0.0009703	0.00133
10	SANFE_2	FH10	0.770	-15872.54	61807.76	0.00014	0.00018	0.0009703	0.00115
11	SANFE_2	FH11	0.720	-15609.02	56345.60	0.00027	0.00037	0.0009703	0.00134
12	SANFE_2	FH12	0.690	-14993.44	53210.60	0.00009	0.00013	0.0009703	0.00110
13	SANFE_2	FH13	0.660	-15696.83	50975.14	0.00001	0.00001	0.0009703	0.00098

Viyadüğün kolonlarında S1 ve S2 Deprem düzeylerinde kolon normal kuvvet seviyesi fazla değişmediği için ortalama bir normal kuvvet dikkate alınmıştır. Belirtilen normal kuvvet farkları arasında sonucu etkileyecek derecede büyük elastik eğrilik farkları oluşmamaktadır. Viyadük kolonlarının toplam eğrilik değerleri belirlenmiş ve daha önce statik itme analizi verilerinde olduğu gibi şekil değiştirme sınır değerleriyle karşılaştırılmıştır. S1 ve S2 deprem düzeylerine göre karşılaştırmalı olarak Tablo 8.17' de verilmiştir.

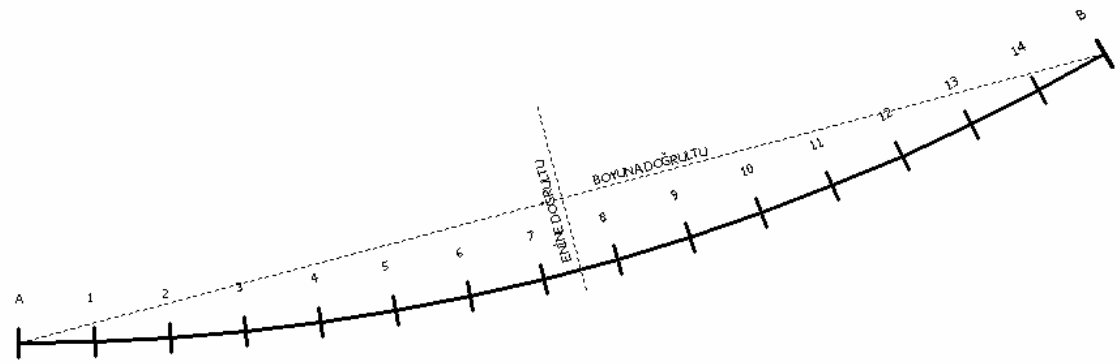
Tablo 8.17 : Doğru Eksenli Viyadük zaman tanım alanında hesap S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu

Ortaayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		**Tüm Orta Ayaklar**			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön	S2 Depremi Boyuna Yön	S1 Depremi Enine Yön	S2 Depremi Enine Yön
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.002872	0.000000	0.014700
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	1.030	0.640	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.002788	0.000000	0.011855
Elastik Eğrilik	κ_e	0.001235	0.001235	0.000970	0.000970
Toplam Eğrilik	κ	0.001235	0.004023	0.000970	0.012825
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000558	0.001596	0.001232	0.010565
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.002993	0.009975	0.003014	0.045563
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

Doğru eksenli olarak modellenmiş olan viyadük kolonlarında meydana gelen beton ve çelik şekil değiştirme değerlerinin sınır değerleri geçmediği hazırlanan tabloda gösterilmiştir.

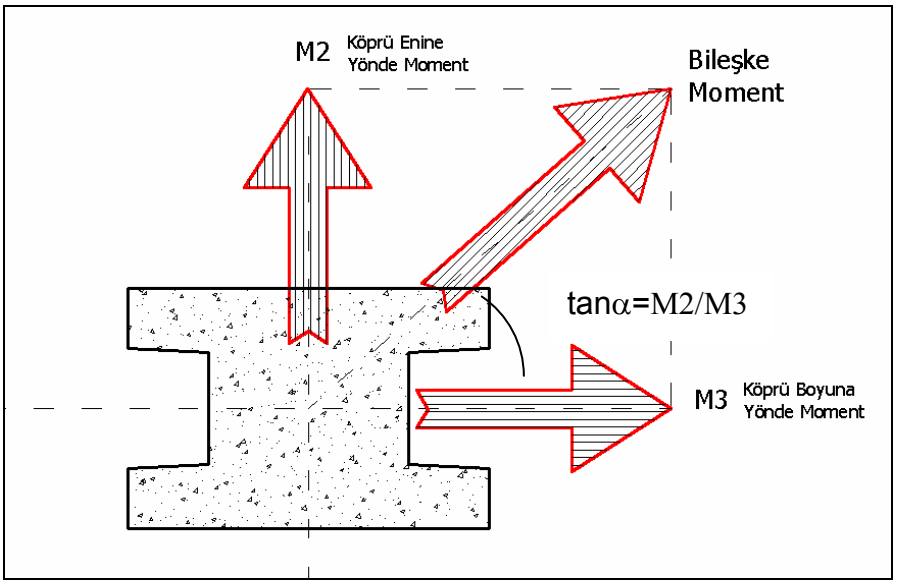
8.3.1.2. Kurbta Kurulan Model Hesap Sonuçları

Kurbta oluşturulan viyadük modelinde de deprem kayıtlarının etkitileceği 2 adet doğrultu belirlenmiştir. Birincisi A aksı kenarayağı ile B aksı kenarayağı aks noktalarını birleştiren doğrultudur. Viyadük boyuna doğrultudaki deprem kayıtları bu doğrultuda etkitilmiştir. Diğeri ise bu doğrultuya dik yöndedir. Viyadük enine deprem kayıtları bu doğrultuda etkitilmiştir, (Şekil 8.33).



8.33: Viyadük enine ve boyuna doğrultuları

Kurbta oluşturulan viyadük modelinin S2 deprem düzeyindeki deprem kayıtları altında okunan plastik şekil değiştirmeler Tablo 8.18'de verilmektedir. Burada köprünün viyadükte modellenmesinden dolayı kolonlarında köprü enine ve boyuna doğrultularda her iki yönde momentler ve şekil değiştirmeler okunmaktadır, (Şekil 8.34). Bu yüzden plastik şekil değiştirmelerin hangi doğrultuda olduğu tespit edilmiş ve bu doğrultudaki plastik eğrilikler altındaki toplam şekil değiştirmeler okunmuştur.



Şekil 8.34 : Kurbta modellenen köprü kolonlarında meydana gelen moment değerleri

Köprü kolonlarında oluşan moment değerleri ve bu değerlerin oluştuğu doğrultular Şekil 8.34 üzerinde gösterilmiştir. Ayrıca bu doğrultular altında kolonlarda oluşan moment doğrultuları ile bu doğrultulardaki plastik eğrilik değerleri XTRACT hesapları sonuçlarından okunmuş ve bu kesitlerdeki en büyük eğrilik altında malzeme şekil değiştirme değerleri tespit edilmiştir. Erzincan depremi benzeştirilmiş kaydı altında viyadük ayaklarında plastik şekil değiştirmeler okunmamıştır. İzmit ve San Fernando depremleri benzeştirilmiş kayıtları altında okunan plastik şekil değiştirmeler Tablo 8.18 de özet olarak verilmiştir.

Tablo 8.18 : Doğru eksenli viyadük modeli köprü enine yönde zaman tanım alanında analizde oluşan plastik mafsallarda dönme ve eğrilik değerleri

Köprü Boyuna Yönde İzmit S2 Depremi Kaydı											
Aks No	**OutputCase**	**Assign Hinge**	**Plastik Mafsal Boyu**	**P**	**M2**	**M3**	**RPlastic**	**RPlastic**	**Elastik Eğrilik**	**Plastik Eğrilik**	**Toplam Eğrilik**
	Text	Text	m	KN	KN-m	KN-m	Radians	Degrees			
01	IZMIT_2B	FH01	0.870	-12501.34	10720.90	48502.01	0.000026	12.5	0.001182	0.000030	0.001212
05	IZMIT_2B	FH05	1.120	-15132.21	6498.05	60855.25	0.001534	6.1	0.001222	0.001370	0.002592
06	**IZMIT_2B**	**FH06**	**1.030**	**-14574.45**	**4239.49**	**61104.75**	**0.003435**	**4.0**	**0.001231**	**0.003335**	**0.004566**
08	IZMIT_2B	FH08	0.830	-15059.81	1607.01	39587.77	0.000219	2.3	0.001240	0.000264	0.001504

Köprü Enine Yönde İzmit S2 Depremi Kaydı											
Aks No	**OutputCase**	**Assign Hinge**	**Plastik Mafsal Boyu**	**P**	**M2**	**M3**	**RPlastic**	**RPlastic**	**Elastik Eğrilik**	**Plastik Eğrilik**	**Toplam Eğrilik**
	Text	Text	m	KN	KN-m	KN-m	Radians	Degrees			
01	IZMIT_2	FH01	0.870	-15965.66	66747.76	6792.16	0.000769	84.2	0.000950	0.000884	0.001834
02	IZMIT_2	FH02	1.230	-16675.35	66117.60	8954.31	0.002700	82.3	0.000946	0.002195	0.003141
03	**IZMIT_2**	**FH03**	**1.240**	**-15366.91**	**79448.31**	**18650.09**	**0.017613**	**76.8**	**0.000937**	**0.014204**	**0.015141**
04	IZMIT_2	FH04	1.220	-16356.19	76658.81	10431.41	0.007308	82.3	0.000946	0.005990	0.006936
05	IZMIT_2	FH05	1.120	-16366.44	73380.49	9662.10	0.004813	82.5	0.000946	0.004297	0.005243
06	IZMIT_2	FH06	1.030	-14866.31	73225.22	7416.41	0.004376	84.2	0.000949	0.004249	0.005197
07	IZMIT_2	FH07	0.950	-15704.14	71303.31	5098.43	0.004230	85.9	0.000954	0.004453	0.005407
08	IZMIT_2	FH08	0.830	-14546.03	69463.49	17810.18	0.006378	75.6	0.000935	0.007684	0.008620
09	IZMIT_2	FH09	0.820	-14368.23	63880.40	5119.40	0.003231	85.4	0.000952	0.003940	0.004892
10	IZMIT_2	FH10	0.770	-13770.54	68748.38	15943.12	0.006351	76.9	0.000936	0.008248	0.009184
11	IZMIT_2	FH11	0.720	-14546.85	66140.84	18226.80	0.005352	74.6	0.000935	0.007433	0.008368
12	IZMIT_2	FH12	0.690	-14115.69	63238.66	10113.73	0.002425	80.9	0.000941	0.003514	0.004455
13	IZMIT_2	FH13	0.660	-13774.29	69657.47	16303.02	0.006259	76.8	0.000936	0.009483	0.010419
14	IZMIT_2	FH14	0.640	-13233.96	66037.13	15276.63	0.003713	77.0	0.000936	0.005802	0.006737

Köprü Boyuna Yönde San Fernando S2 Depremi Kaydı											
Aks No	**OutputCase**	**Assign Hinge**	**Plastik Mafsal Boyu**	**P**	**M2**	**M3**	**RPlastic**	**RPlastic**	**Elastik Eğrilik**	**Plastik Eğrilik**	**Toplam Eğrilik**
	Text	Text	m	KN	KN-m	KN-m	Radians	Degrees			
03	SANFE_S2B	FH03	1.240	-16221.64	13459.75	45651.39	0.000154	16.4	0.001163	0.000124	0.001287
05	SANFE_S2B	FH05	1.120	-15189.98	5922.17	62112.10	0.000830	5.4	0.001224	0.000741	0.001965
06	SANFE_S2B	FH06	1.030	-14403.17	4064.19	59801.83	0.000959	3.9	0.001231	0.000931	0.002162
08	SANFE_S2B	FH08	0.830	-14245.00	1533.91	42617.61	0.000567	2.1	0.001240	0.000683	0.001923
11	SANFE_S2B	FH11	0.720	-13657.42	8300.05	35128.66	0.000211	13.3	0.001178	0.000293	0.001471

Köprü Enine Yönde San Fernando S2 Depremi Kaydı											
Aks No	**OutputCase**	**Assign Hinge**	**Plastik Mafsal Boyu**	**P**	**M2**	**M3**	**RPlastic**	**RPlastic**	**Elastik Eğrilik**	**Plastik Eğrilik**	**Toplam Eğrilik**
	Text	Text	m	KN	KN-m	KN-m	Radians	Degrees			
01	SANFE_S2E	FH01	0.870	-16060.78	46112.82	7772.50	0.000155	80.4	0.000942	0.000178	0.001120
02	SANFE_S2E	FH02	1.230	-16780.55	56567.04	9740.05	0.000356	80.2	0.000942	0.000289	0.001232
03	SANFE_S2E	FH03	1.240	-16257.07	68105.73	11638.01	0.006674	80.3	0.000942	0.005382	0.006324
04	SANFE_S2E	FH04	1.220	-16850.06	69052.38	9131.58	0.002376	82.5	0.000947	0.001948	0.002894
05	SANFE_S2E	FH05	1.120	-16505.85	65423.25	7968.53	0.001141	83.1	0.000948	0.001019	0.001966
07	SANFE_S2E	FH07	0.950	-16103.88	68178.62	2643.05	0.000358	87.8	0.000962	0.000377	0.001338
08	SANFE_S2E	FH08	0.830	-15497.28	70978.10	4414.45	0.001432	86.4	0.000956	0.001725	0.002681
09	SANFE_S2E	FH09	0.820	-14531.65	69982.51	8073.57	0.001750	83.4	0.000946	0.002134	0.003080
10	SANFE_S2E	FH10	0.770	-14759.25	73700.61	8463.94	0.003784	83.4	0.000947	0.004914	0.005861
11	SANFE_S2E	FH11	0.720	-14916.44	75318.37	11596.01	0.005255	81.2	0.000942	0.007299	0.008241
12	SANFE_S2E	FH12	0.690	-13886.67	70751.81	13942.20	0.003546	78.9	0.000938	0.005139	0.006077
13	SANFE_S2E	FH13	0.660	-13694.64	75097.68	12704.18	0.006310	80.4	0.000940	0.009561	0.010501
14	SANFE_S2E	FH14	0.640	-13369.25	75036.75	13725.88	0.003813	79.6	0.000939	0.005958	0.006896

Buna göre okunan en büyük eğrilik değeri S2 deprem düzeyindeki İzmit depremi kaydında okunmuştur. Viyadük enine yöndeki analizde 3 nolu aksta 0.015141 olarak okunan eğrilik altında beton ve çelik şekil değiştirme değerleri tabloda verilmiştir. Ayrıca köprü boyuna yönde meydana gelen ve 0.004566 olarak okunan eğrilik değerleri altında kolonlardaki malzeme şekil değiştirme değerleri Tablo 8.19'da özet olarak belirtilmiştir.

Tablo 8.19 : Kurbtaki viyadük zaman tanım alanında hesap S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu

Ortaayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		**Tüm Ortaayaklar**			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön	S2 Depremi Boyuna Yön	S1 Depremi Enine Yön	S2 Depremi Enine Yön
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.003435	0.000000	0.017613
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	1.030	0.640	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.003335	0.000000	0.014204
Elastik Eğrilik	κ_e	0.123500	0.001231	0.000970	0.000937
Toplam Eğrilik	κ	0.123500	0.004566	0.000970	0.015141
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000558	0.002387	0.001232	0.016813
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.002993	0.012027	0.003014	0.057279
Sınır Değerler :		S2 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

Viyadüğün gerçek geometrisiyle kurbta varolduğu şekliyle modellendiğinde S1 düzeyindeki deprem kayıtlarında plastik şekil değiştirmeler meydana gelmemiştir. S2 deprem düzeyindeki deprem kayıtlarında ise İzmit ve San Fernando benzeştirilmiş deprem kayıtlarında plastik şekil değiştirmeler izlenmiştir. Erzincan benzeştirilmiş deprem kaydı yapıya sismik etki olarak yüklendiğinde plastik şekil değiştirmeler gerçekleşmemiştir.

9. YAPI ELEMANLARININ DEĞERLENDİRMELERİ

9.1. Kolon Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi

Viyadük kolonlarının kesme dayanımlarının değerlendirmeleri için "Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerin Deprem Performanslarının Nonlineer Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi" için Prof.Dr.AYDINOĞLU tarafından hazırlanan raporda kolonların kesme kuvveti kapasitesinin kolonlardaki sargı donatısına, betonun kesme kuvveti taşınmasında katkısına ve kolonlardaki normal kuvvete bağlı olduğu belirtilmiştir. Ayrıca kolonlardaki kesme kuvvetine betonun katkısının kolon sünekliğinin artışıyla azaldığını gösteren bağıntılar verilmiştir. Bu yüzden Yarımburgaz Viyadüğü kolonlarının süneklik düzeyinin yüksek olduğu dikkate alınarak kolonlardaki kesme kuvvetinin sadece etriyelerle taşındığı varsayımıyla kontrolleri yapılmıştır. Rapor kapsamında etriyelerin kesme kuvveti taşınmasına katkısının TS500 de belirtildiği şekliyle hesaplanabileceği belirtilmiştir. TS 500 Denklem 8.4 de kesme dayanımı katkısı Denklem 9.1 ile gösterilmiştir.

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d \tag{9.1}$$

Tablo 9.1 : Farklı deprem kayıtları altında viyadük kolonlarında okunan en elverişsiz kesme kuvvetleri değerleri

Deprem Kaydı Düzeyi	TABLE: Element Forces - Frames							
	Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
S1	1192	ERZCN_S1B	-16140.47	-3168.91	-521.14	-53.30	-3384.95	-17240.26
	1168	ERZCN_50E	-16013.52	-572.33	-5789.86	-490.42	-48485.27	-3299.20
	1132	IZMIT_50B	-16406.50	-3587.11	-347.91	-64.42	-2529.00	-22669.61
	1168	IZMT_50E	-15844.06	597.35	5222.55	303.69	48550.86	3502.03
	1048	SANFE_S1B	-15651.77	**3908.00**	77.25	97.11	1337.41	31989.70
	1132	SANFE_S2E	-16203.35	-404.51	**-5969.59**	-1411.57	-49030.32	-2578.70
S2	1096	ERZCN_S2B	-16311.00	-4489.33	-206.48	-88.82	-1517.30	-35763.97
	1168	ERZCN_2E	-16047.60	-780.71	-4752.85	-623.01	-34266.77	-4385.55
	1072	IZMIT_2B	-17750.79	-8837.28	-109.90	-343.85	-610.23	-61177.47
	1168	IZMIT_2	-18242.20	-3658.12	**-12260.35**	-1226.57	-83450.60	-18264.24
	1132	SANFE_S2B	-17927.26	**-10677.56**	-727.06	-340.31	-5803.80	-63737.05
	1168	SANFE_S2E	-18739.58	-2544.60	**-11998.47**	-1714.93	-83315.93	-14432.80

Kolonlarda farklı deprem kayıtları altında okunan en büyük kesme kuvveti değerleri Tablo 9.1 deki gibi özetlenmiştir. Bu değerler hesaplanan kesme kuvveti taşıma kapasiteleriyle karşılaştırılmıştır. Kesme kuvveti taşıma kapasitesi köprü boyuna ve enine yönlerinde aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Köprü boyuna yönünde kullanılan sargı donatısı 8Φ22 ($8\times 3.80\text{cm}^2$=30.40cm^2)

Köprü enine yönünde kullanılan sargı donatısı 6Φ22+4Φ16

$$(8\times 3.80cm^2 + 4\times 2.01cm^2 = 30.84cm^2)$$

Sargı donatısı akma dayanımı : 420 Mpa

Sargı donatısı aralığı : 15 cm

- Yalnızca etriyelerle taşınan köprü boyuna doğrultuda kesme kuvveti

$$V2_{maks} = \frac{3040}{150}\times 420Mpa\times 2450mm = 20854.4kN$$

- Yalnızca etriyelerle taşınan köprü enine doğrultuda kesme kuvveti

$$V3_{maks} = \frac{3084}{150}\times 420Mpa\times 2450mm = 21156.24kN$$

Zaman tanım alanında hesap ile viyadük kolonlarında okunan en elverişsiz kesit tesirlerine göre;

boyuna yönde kesme kuvveti V2= 10677.56 kN (S2 Deprem Düzeyi)

enine yönde kesme kuvveti V3= 12260.35 kN (S2 Deprem Düzeyi)'dir.

Kesme kuvveti kesit kapasitesi kontrolü;

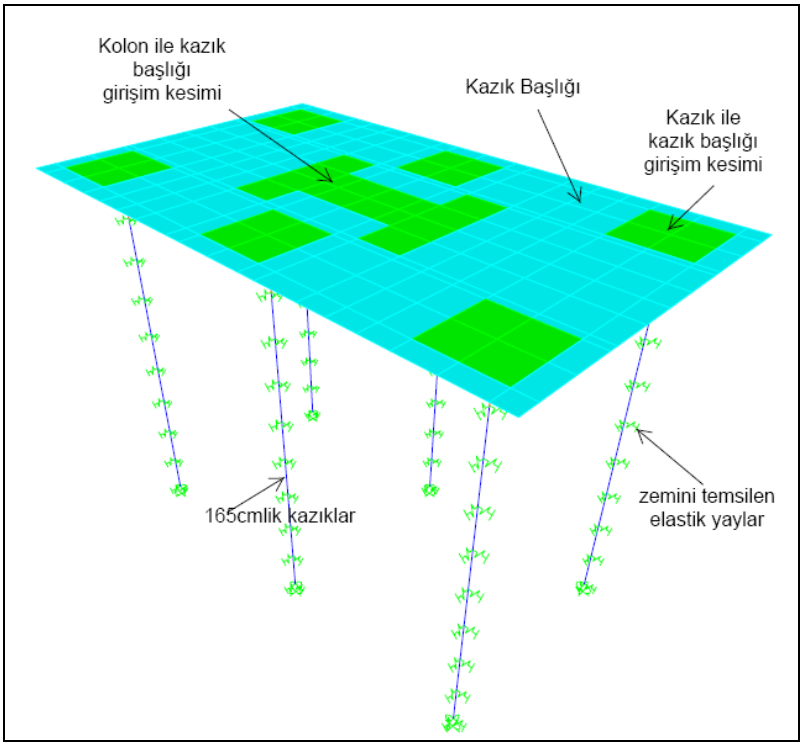
- $V2 = 10677.56kN < V2_{maks} = \frac{3040}{150}\times 420Mpa\times 2450mm = 20854.4kN$
- $V3 = 12260.35kN < V3_{maks} = \frac{3084}{150}\times 420Mpa\times 2450mm = 21156.24kN$

Buna göre köprü kolonlarının kesme kuvveti dayanımları yeterli güvenliktedir.

9.2. Orta Ayak Yüzeysel ve Kazıklı Temellerinin Değerlendirilmesi

Yarımburgaz Viyadüğü'nün ileri dinamik analiz ile deprem performansının değerlendirilmesi tamamlanmıştır. Viyadüğün değerlendirilmesinde altyapı elemanları kazıklı ve yüzeysel temelleri de elde edilen en elverişsiz kesit tesirlerine göre de incelenmiştir.

Bunun için yüzeysel ve kazıklı temeller SAP2000 ile modellenmiştir. Şekil 9.1' de 12.5x8.5m boyutlarındaki 6 adet kazığa oturan kazıklı temel için kurulan altyapı modeli görülmektedir.



Şekil 9.1 : 12.5m X 8.5m kazıklı temel modeli

Zemini temsilen yatay yatak katsayısı 75000 kN/m3, düşey yatak katsayısı ise 150000 kN/m3 alınmıştır. Kazık iç kuvvetleri en olumsuz olduğu kazık üst ucundan okunmuş ve özet olarak Tablo 9.2 ile verilmiştir. Kazık donatısı kazık üst ucunda 3 sıra halinde yerleştirilmiştir. 165cm.lik kazık üst ucunda toplam 48Φ25 donatı (%1.102) vardır. Donatı düzeni kazık yüzünden merkezine doğru 24Φ25+12Φ25+12Φ25 şeklindedir. Kazık üst uçlarındaki donatı düzeni için BIAXIAL kesit taşıma gücü analizi programı ile kazık moment – normal kuvvet etkileşim diyagramları elde edilmiştir. Kolon alt uçlarında meydana gelen en elverişsiz kesit tesirleri için okunan kazık iç kuvvetlerinin bu diyagramlarda güvenle taşınabildiği gözlemlenmiştir.

Farklı boyutlardaki 4 farklı temel sistemi için kolon alt uç en elverişsiz kesit tesirleri Tablo 9.3 de özetlenmiştir.

Tablo 9.2 : Temellere etkitilecek en elverişsiz kolon alt uç kesit tesirleri

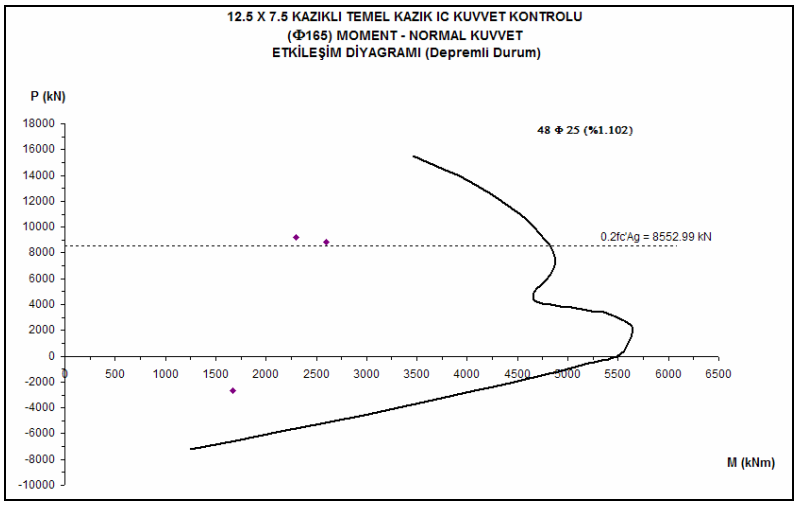
Temel Tipi ve Boyutu	Frame	P	V2	V3	M2	M3
	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
7.5x6.0 yüzeysel temel	837	-12616.62	6829.70	974.98	11136.15	51423.83
	837	-16080.93	884.11	7665.45	69618.06	7174.39
8.5x6.5 yüzeysel temel	867	-18131.59	-4534.17	-1152.08	-15334.50	-55404.65
	867	-15531.21	1487.83	5936.70	83113.37	19572.54
12.5x7.5 kazıklı temel	952	-19887.39	-6890.17	-643.63	-6598.31	-66052.72
	886	-16517.84	1119.89	5661.35	80112.23	11114.54
9.5x9.5 kazıklı temel	1132	-17927.26	-10677.56	-727.06	-5803.80	-63737.05
	1110	-18447.57	-2430.82	-9602.34	-87719.73	-20197.51

Tablo 9.3 ile belirtilen kesit tesirleri Şekil 9.1' deki gibi oluşturulan iki farklı kazıklı temel sistemi hesap modelinde kolon kazık başlığı birleşim noktasına etkitilmiştir. Bu kesit tesirleri altında 3 ile 14 aksları arasındaki 12 adet kazıklı temel için elde edilen en elverişsiz kazık kesit tesirleri ise Tablo 9.3'de belirtilmiştir.

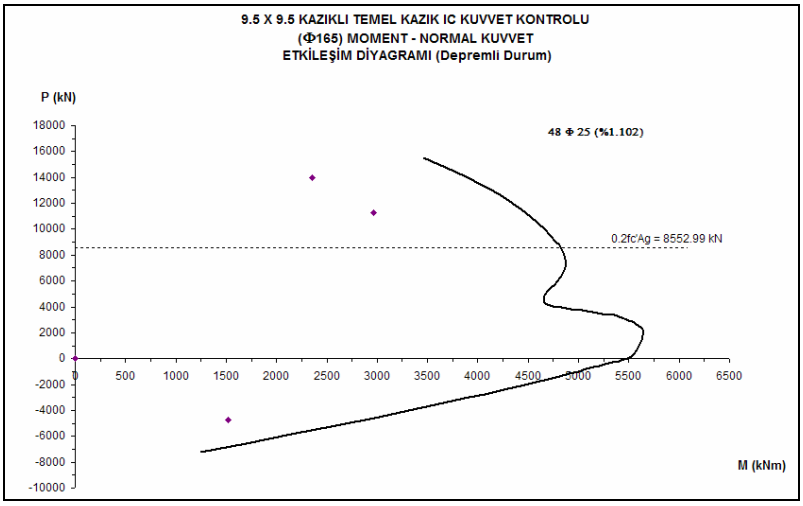
Tablo 9.3 : Kazıklı temel kazık en elverişsiz kesit tesirleri

TEMEL TİPİ	Kazık En elverişsiz Kesit Tesirleri							
	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	Vd	Md
	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN	KN-m
9.5 X 9.5 m Kazıklı Temel	COMB1	-11286.11	**-1895.717**	272.05	696.3496	**-2876.554**	1915.138	2959.64
	COMB2	-13959.55	-658.554	**1662.684**	**1891.039**	-1401.304	1788.354	2353.653
	COMB2	**4751.758**	-449.02	1529.328	1392.756	-618.1416	1593.883	1523.768
12.5 X 7.5 m Kazıklı Temel	COMB2	-8813.466	-243.304	**989.209**	**2519.047**	-629.659	1018.691	2596.549
	COMB1	-9175.759	**-1008.67**	310.663	1031.521	**-2055.971**	1055.427	2300.228
	COMB2	**2658.353**	-176.699	753.047	1627.911	-378.767	773.5	1671.394

Bu kesit tesirleri BIAXIAL programı ile elde edilmiş diyagramlar üzerinde Şekil 9.2 ve Şekil 9.3 ile gösterilmiştir. Bu diyagramlar elde edilirken AASHTO 7.6.2(B)' de belirtilen esaslar çerçevesinde elde edilmiştir. Buna göre moment – normal kuvvet etkileşim diyagramın deprem yükleri altındaki durumda, basınç normal kuvvetin hakim olduğu kesim için azaltma katsayısı olarak 0.5, momentin hakim olduğu kesimde ise 0.9 kullanılır. Buna göre oluşturulan diyagramlar ve en elverişsiz kesit tesirlerinin diyagramın içinde kaldığı gösterilmiştir.



Şekil 9.2 : 4,5,6,7 ve 8 aksları 12.5x7.5 kazıklı temel kazıkları iç kuvvet değerlendirmesi



Şekil 9.3 : 9, 10, 11, 12, 13 ve 14 aksları 9.5x9.5m kazıklı temel kazıkları iç kuvvet değerlendirmesi

Kazık başlıklarında meydana gelen kesit tesirleri için ise köprü boyuna ve enine yönde moment ve kesme kuvveti diyagramları okunmuş. Bu kesit tesirlerinde kazık başlıklarındaki mevcut donatıların yeterli olup olmadıkları kontrol edilmiştir. Donatı kontrolleri AASHTO 2002'ye göre yapılmıştır. AASHTO 8.16.3.2' ye göre basit eğilme altındaki kazık başlığında okunan momentlere göre donatının yeterli olup olmadığı kontrol edilmiştir.

Yüzeysel temeller Tablo 9.2 ile gösterilen kolon alt uç kesit tesirleri altında stabil değildir. Dolayısıyla yüzeysel temellerin genişletilmesi gerekmektedir. Temellerin ne kadar genişletilmesi gerektiğine belirtilen yükler altında karar verilecektir. Zemin

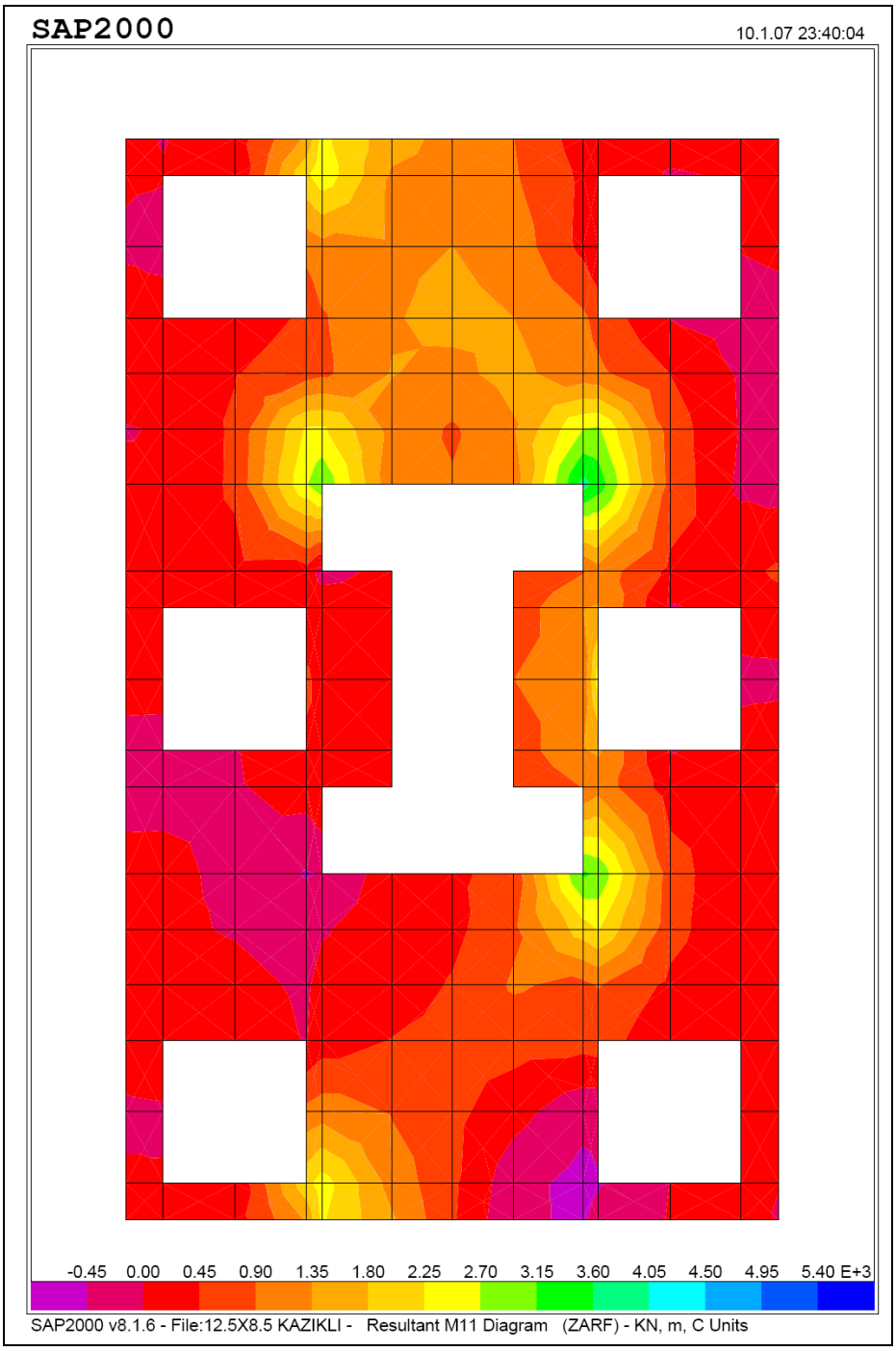
emniyet gerilmesine ve stabilite tahkiklerine uygun olarak yüzeysel temeller genişletilmelidir.

Kazıklı temellerde ise herhangi güçlendirme çalışması yapılmasına gerek yoktur. Mevcut kazık ve kazık başlığı donatısı zaman tanım alanında analiz sonuçlarına göre yeterli güvenliktedir.

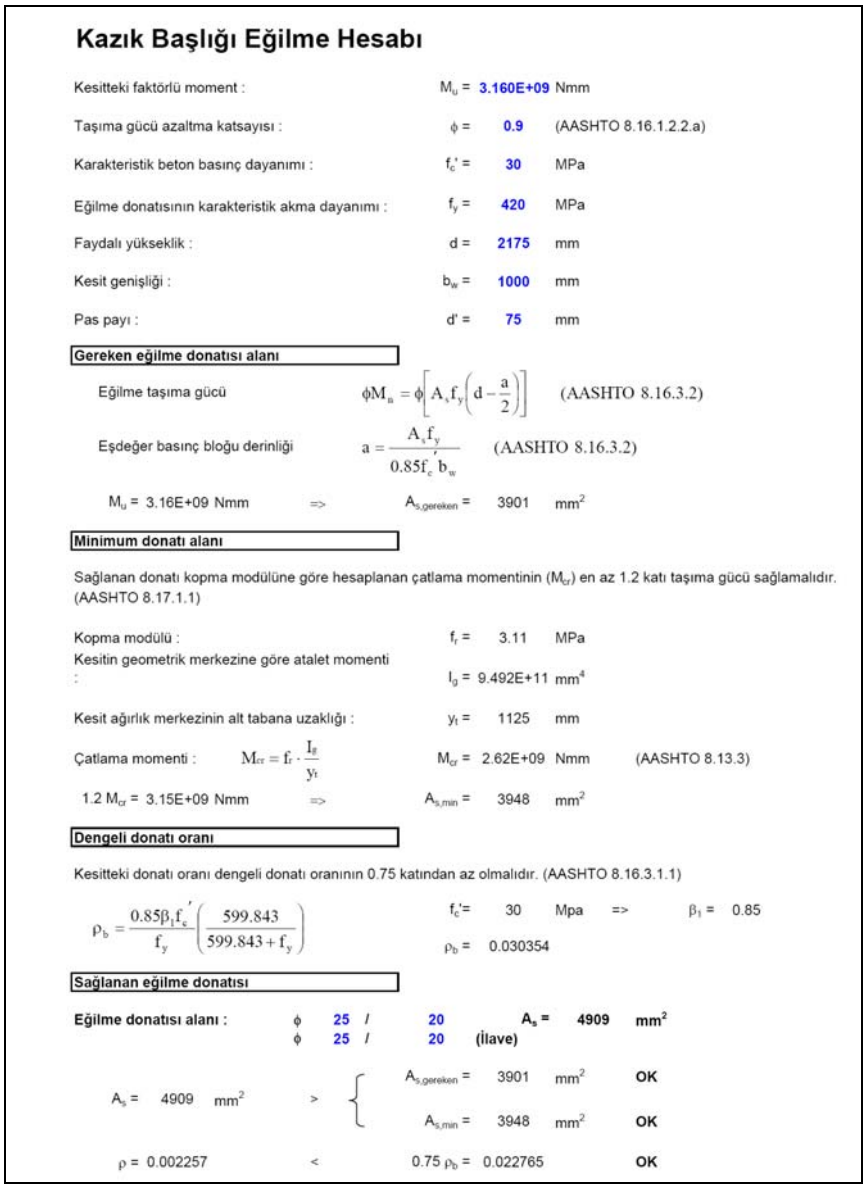
Kazık başlığında köprü boyuna yönde meydana gelen moment dağılımı plak elemanlar üzerinde Şekil 9.4 ile gösterilmiştir. Moment değerlerine karşı gelen donatılar ise Şekil 9.5 ile hesap sonuçları gösterilen EXCEL tablosu ile kontrol edilmiştir. Kesitteki mevcut donatının hesap modelinden okunan en büyük kesit tesirlerini güvenle taşıdıkları gösterilmiştir. Örneğin Şekil 9.4' de kazık başlığı köprü boyuna doğrultusunda okunan en büyük moment değeri kazık başlığı alt donatısı kontrolü için 3160.00 kNm olarak okunmuştur. Belirtilen doğrultuda 12.5m.x7.5m.lik kazık başlıklarında Φ25/20+Φ25/20 şeklinde çift sıra olarak düzenlenmiştir. Bu kesit tesiri de belirtilen donatı düzeni için güvenle taşınmaktadır.

Kesit tesirleri kesitin altındaki ve üstündeki donatı düzenleri için köprü enine ve boyuna doğrultularında kontrol edilmiştir. 2 farklı kazıklı temel için (9.5mx9.5m ve 12.5mx7.5m boyutlarında) mevcut donatılar en olumsuz kesit tesirlerini güvenle taşımaktadırlar.

Yüzeysel temeller ise sadece ilk 3 ayakta mevcuttur. Tablo 9.2' de belirtilen kesit tesirleri altında stabilitesini kaybetmektedir. Temelde ankastre olarak modellenen yapı modelinin geçerli olabilmesi için 1, 2 ve 3 akslarındaki yüzeysel temellerin genişletilmesi gerekmektedir. Belirtilen yüzeysel temel mevcut donatılarının tahkikleri yapılmamıştır. Stabilitesinin sağlanmasından sonra donatı kontrollerinin yapılarak mevcut temel kalınlığının yeterli olup olmadığı veya genişletilmesiyle beraber yeni bir donatı düzeniyle kalınlaştırılmasının gerekliliği kontrol edilmelidir.



Şekil 9.4 : 12.5x7.5 m. Kazıklı temel kazık başlığı köprü boyuna yönde moment değerleri



Kazık Başlığı Eğilme Hesabı

Kesitteki faktörlü moment : M_u = 3.160E+09 Nmm

Taşıma gücü azaltma katsayısı : ϕ = 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 = 2175 mm

Kesit genişliği : b_w = 1000 mm

Pas payı : d' = 75 mm

Gereken eğilme donatısı alanı

Eğilme taşıma gücü $\phi M_n = \phi\left[A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)\right]$ (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 = 3.16E+09 Nmm => $A_{s,gereken}$ = 3901 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_r = 3.11 MPa

Kesitin geometrik merkezine göre atalet momenti : I_g = 9.492E+11 mm^4

Kesit ağırlık merkezinin alt tabana uzaklığı : y_t = 1125 mm

Çatlama momenti : $M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$ M_{cr} = 2.62E+09 Nmm (AASHTO 8.13.3)

1.2 M_{cr} = 3.15E+09 Nmm => $A_{s,min}$ = 3948 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 => β_1 = 0.85

ρ_b = 0.030354

Sağlanan eğilme donatısı

Eğilme donatısı alanı : ϕ 25 / 20 **A_s = 4909 mm^2**

ϕ 25 / 20 **(İlave)**

A_s = 4909 mm^2 > $A_{s,gereken}$ = 3901 mm^2 **OK**

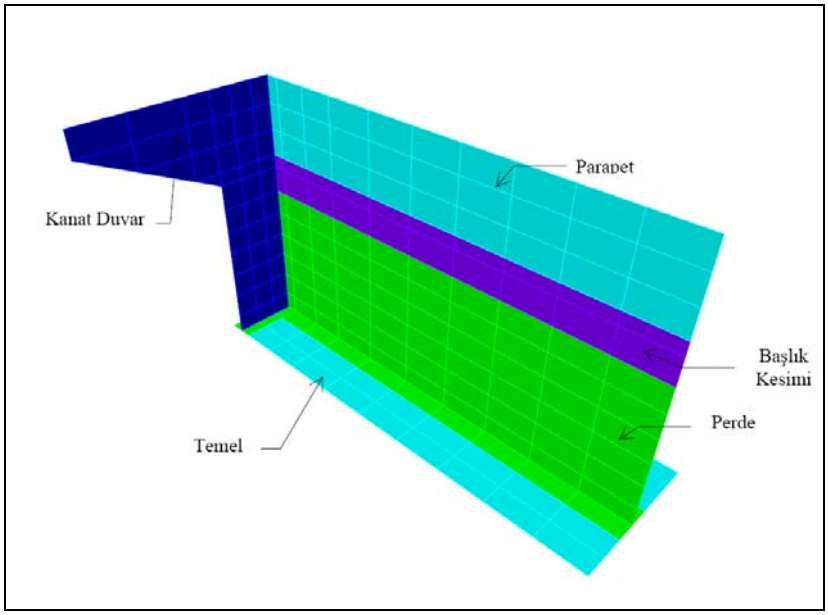
$A_{s,min}$ = 3948 mm^2 **OK**

ρ = 0.002257 < 0.75 ρ_b = 0.022765 **OK**

Şekil 9.5 : 12.5x7.5m.lik kazıklı temel köprü boyuna yönde donatı tahkiki

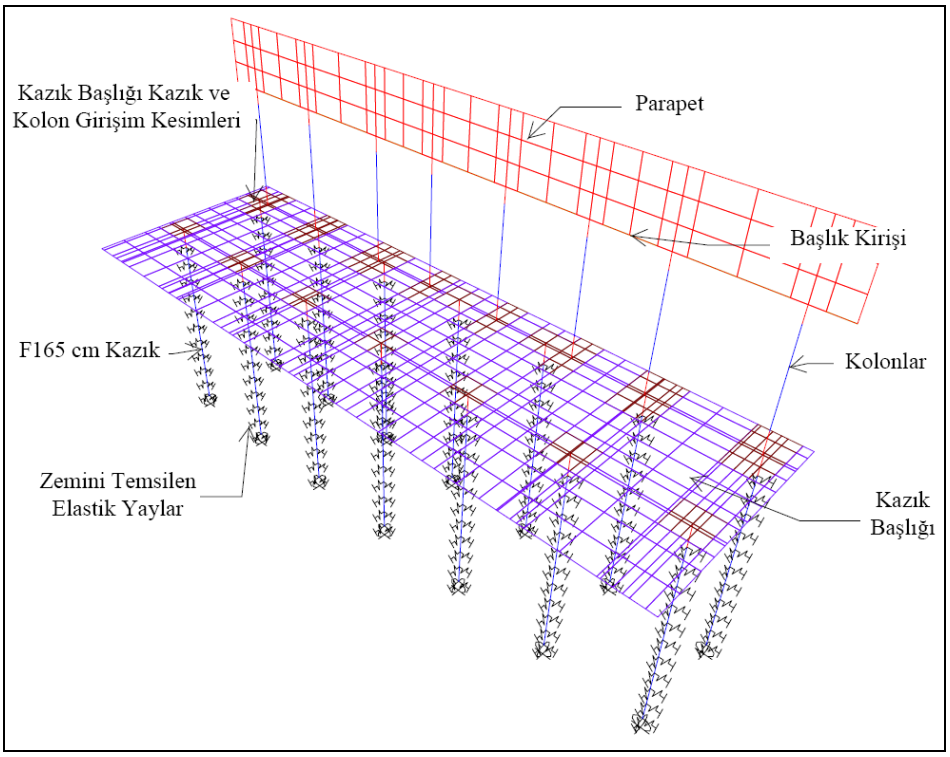
9.3. Kenar Ayak Değerlendirmeleri

Kenar ayaklarda da zaman tanım alanında analiz sonuçlarında elde edilen verilere göre değerlendirme yapılmıştır. Buna göre A ve B kenar ayakları ile bunların elemanları (Perde, kanar duvar, temel ve B kenar ayağında kazıklar) değerlendirilmiştir. Üstyapı yükünün %25'i kadar büyüklükteki bir kuvvetin köprü boyuna yönde etkiyen depremsel yük olarak elastomerler ile aktarıldığı hesaplarda kullanılmıştır. Ayrıca enine yöndeki depremsel yükler boşluk elemanlardan okunan ortalama yükler olarak kurulan kenarayak modellerine etkitilmiştir. Kurulan kenarayak modelleri aşağıda Şekil 9.6 ve Şekil 9.7' de gösterilmiştir.



Şekil 9.6 : A Aksı Kenar ayak Modeli

A Aksı için en elverişsiz enine yönde deprem kuvveti doğrusal olmayan yay elemanlardan "boşluk elemanlarından" (gap) elamanlarda S2 düzeyindeki İzmit Depremi altında okunmuştur. 4 adet elemana etkiyen köprü enine yönde kuvvetlerin ortalaması 2329.01 kN olarak belirlenmiş ve A aksı modeline köprü enine yönde etkitilmiştir. Bu yükleme altında temelde zemin gerilme tahkikleri yapılmıştır. Kanat duvar, ve perdede mevcut donatılarının yeterli olup olmadıkları tahkik edilmiştir. Mevcut donatıların yeterli olduklarına kanaat getirilmiştir.

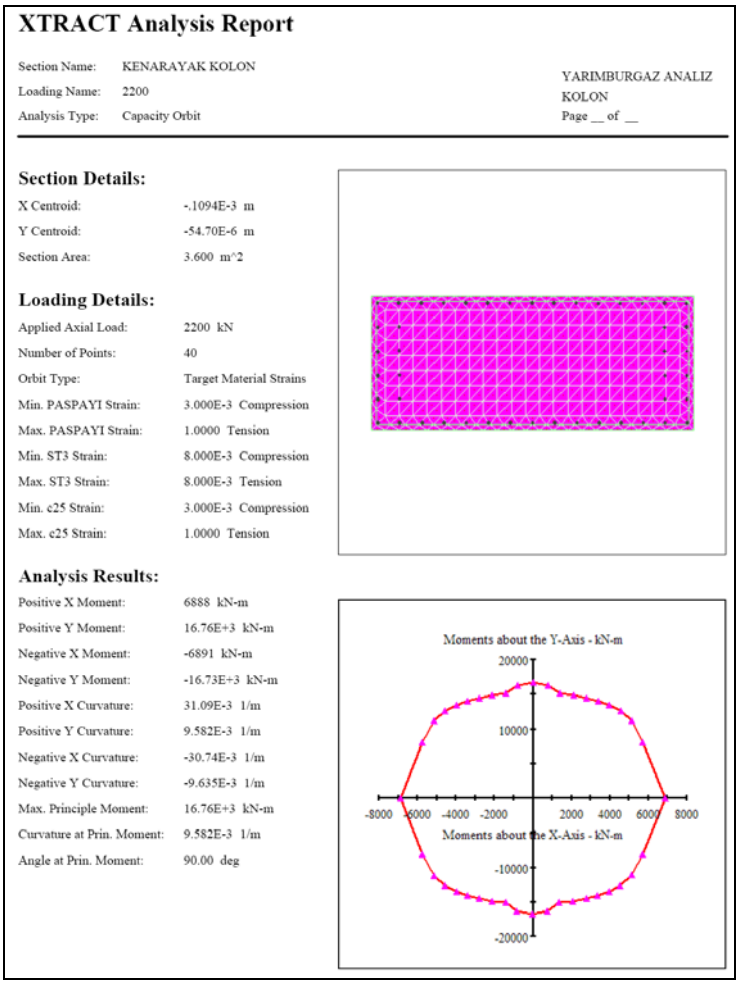


Şekil 9.7 B Aksı Kenarayak Modeli

B Aksı kenarayak modeli için ise yine deprem takozlarına aktarılan en büyük deprem yükü doğrusal olmayan özelliklere sahip yay elemanlardan okunmuştur. Boşluk elemanlardan okunan en elverişsiz köprü enine deprem yükü San Fernando benzeştirilmiş deprem kaydı altında 2677.97 kN olarak okunmuştur.

Her iki kenar ayak modelinde de köprü boyuna ve enine yönlerde etkidiği takdirde toprak itkilerinin yüklemesi dikkate alınmıştır. Ayrıca B kenar ayağını oluşturan kolonlarda en elverişsiz kesit tesirleri okunmuş bu kesit tesirleri altında kolon donatılarının yeterliliği doğrusal yöntemle dayanım bazlı olarak kontrol edilmiştir. Kenarayağı oluşturan kolonlar da yeterli güvenliktedir. Ayrıca kazık başlığı ve kazıklar diğer orta ayaklarda olduğu gibi kontrol edilmiş ve yeterli güvenlikte olduklarına kanaat getirilmiştir.

B aksı kolonlarında yapılan belli normal kuvvet altındaki moment etkileşimi ile ilgili hesaplar Şekil 9.8 ile gösterilmiştir. Ayrıca kazık en elverişsiz kesit tesirlerinin gösterildiği elde edilen moment normal kuvvet diyagramı da Şekil 9.9 ile gösterilmiştir.



XTRACT Analysis Report

Section Name: KENARAYAK KOLON
Loading Name: 2200
Analysis Type: Capacity Orbit

YARIMBURGAZ ANALIZ
KOLON
Page __ of __

Section Details:

X Centroid:	-.1094E-3 m
Y Centroid:	-54.70E-6 m
Section Area:	3.600 m^2

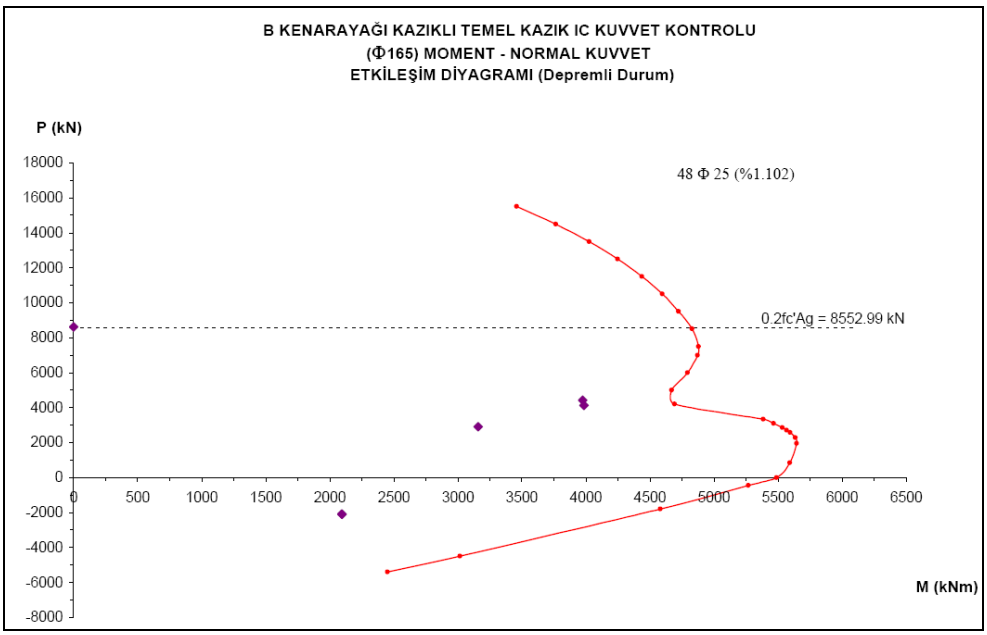
Loading Details:

Applied Axial Load:	2200 kN
Number of Points:	40
Orbit Type:	Target Material Strains
Min. PASPAYI Strain:	3.000E-3 Compression
Max. PASPAYI Strain:	1.0000 Tension
Min. ST3 Strain:	8.000E-3 Compression
Max. ST3 Strain:	8.000E-3 Tension
Min. c25 Strain:	3.000E-3 Compression
Max. c25 Strain:	1.0000 Tension

Analysis Results:

Positive X Moment:	6888 kN-m
Positive Y Moment:	16.76E+3 kN-m
Negative X Moment:	-6891 kN-m
Negative Y Moment:	-16.73E+3 kN-m
Positive X Curvature:	31.09E-3 1/m
Positive Y Curvature:	9.582E-3 1/m
Negative X Curvature:	-30.74E-3 1/m
Negative Y Curvature:	-9.635E-3 1/m
Max. Principle Moment:	16.76E+3 kN-m
Curvature at Prin. Moment:	9.582E-3 1/m
Angle at Prin. Moment:	90.00 deg

Şekil 9.8: Kenarayak kolon kesit taşıma gücü analizi



Şekil 9.9: B aksı kenarayak kazıkları en elverişsiz kesit tesirleri ve moment normal kuvvet etkileşim diyagramı

Bu hesaplardan elde edilen sonuçlara göre kenarayaklar yeterli güvenliktedir. Güçlendirme çalışmalarına gerek yoktur.

9.4. Deprem Takozu Değerlendirmeleri

Deprem modelinde tanımlanan boşluk elemanlarından (GAP) kurbta modellenen köprü modelinde enine yönde okunan en büyük yatay kuvvet 4284.31 kN olarak İzmit benzeştirilmiş deprem kaydından okunmuştur. Bu kuvvetin bir kısmı elastomer mesnet tarafından karşılanacaktır. Üstyapı ile deprem takozu arasında enine yönde 5 cm. boşluk bulunduğundan elastomer mesnetler maksimum 5 cm. deplasman yapacaklardır.

Elastomer mesnet rijitliği x 5cm = Elastomerin karşılayacağı kuvvet

G x A / L = 1430 x 0.45 x 0.45 / 0.134 = 2161.00 kN/m

Kenarayakta bütün kirişlerin arasında deprem takozu bulunmaktadır. Her bir kirişin altında 2 adet elastomer bulunmaktadır.

2 adet elastomer mesnetin 5 cm deplasman durumunda karşılayacağı kuvvet ;

2161 kN/m x 0.05 m x 2 = 216.10 kN

Bir adet takozun karşılaması gereken kuvvet;

4284.31 kN – 216.10 kN = 4168.21 kN

Bu kuvvet kesme sürtünme donatıları ile karşılanacaktır.

Takozda kullanılan düşey donatı : 24Φ25 (Mevcut Kesme Sürtünme Donatıları)

(Toplam donatı alanı = 24 x 4.91 cm^2 = 117.81 cm^2)

$V_r = A_{wf}\, f_{yd}\, \mu$ = 117.81 cm^2 x 42 kN/cm^2 x 1 = 4948.01 kN

V_r = 4948.01 kN > 4168.21 kN olarak hesaplanmıştır.

Dolayısıyla deprem takozlarında da güçlendirmeye gerek yoktur.

9.5. Kiriş Oturma Mesafesi Tahkiki

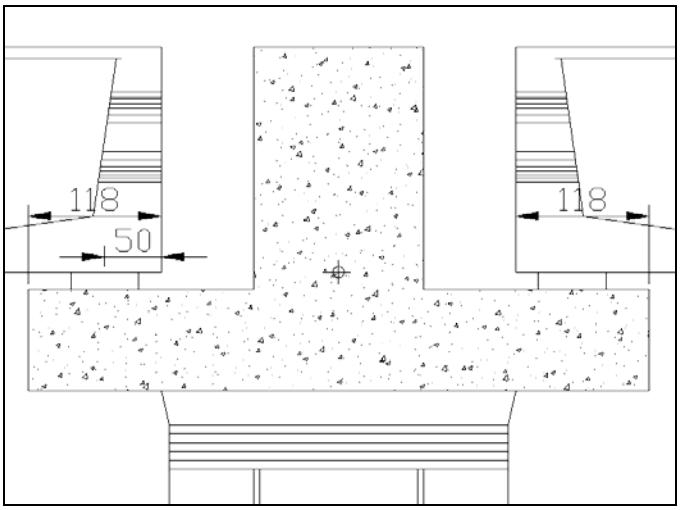
AASHTO 2002 (Division 1A 7.3.1)'de belirtildiği gibi öngerilmeli kirişlerin üzerinde yeraldıkları başlık kirişine belirli bir uzunluk boyunca oturmaları gerekmektedir. Kiriş oturma mesafesinin tahkikinin, 7.3B ile belirtilen formül ile yapılmasını önermektedir, (Denklem 9.2).

$$N = (305 + 2.5L_\ell + 10H) \cdot (1 + 0.000125S^2) \text{ mm.} \quad (9.2)$$

Denklem 9.2'ye göre hesaplanan kiriş oturma mesafesi;

$N = (305 + 2.5 \times 120 + 10 \times 11.22) \cdot (1 + 0.000125 \times 0) = 717mm.$ olarak hesaplanmıştır. Mevcut kiriş oturma mesafesi Şekil 9.10 ile de gösterildiği gibi 118cm.dir. 11.22 m ortalama kolon yüksekliği 4,5,6 nolu ayaklara ait en yüksek kolonların boyları ortalamasıdır.

Bu hesaba göre başlık kirişi için 118 cm>71.7 cm.dir ve başlık kirişi genişletilmesine gerek yoktur.



Şekil 9.10 : Öngerilmeli kiriş oturma mesafesi

10. SONUÇLAR

Yarımburgaz viyadüğünde yapılan deprem değerlendirmeleri iki farklı yöntem seçilerek yapılmıştır. Yapının maruz kaldığı deprem etkileri sonrasındaki hasar durumu doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle incelenmiştir.

Dayanım bazlı inceleme sırasında yapı elemanlarının değerlendirmesi tablolarla etki/kapasite oranlarına bağlı olarak kesin sınırlarla değerlendirilmektedir. Bu uygulanabilirlik açısından köprünün değerlendirilmesinde alışılmış yöntemlerle hızlı bir sonuç vermektedir. Performans değerlendirmesi yapılan viyadük büyük yarıçaplı bir kurbta yeralmakta ve bu özelliği gözardı edilip, doğru eksenli olarak modellendiğinde her iki durum için de birbirine çok yakın sonuçlar elde edilmektedir. Doğrusal deprem analizi yapılan büyük yarıçaplı bir kurbta yeralan köprünün doğru eksenli olarak modellenmesinde bir sakınca bulunmadığı görülmüştür. İncelenen viyadükte ayakların konsol olarak çalıştıkları dikkate alınarak etki/kapasite oranlarının hangi hasar bölgesinde yeraldıkları DBYBHY kullanılarak belirlenmiş ve tasarım depremi altında minimum hasar sınırının geçilmediği sonucuna varılmıştır.

İkinci olarak viyadüğün doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle servis depremi ve en büyük deprem senaryoları altında şekil değiştirmeye göre analizi yapılmıştır. Doğrusal olmayan yöntemlerden statik itme analizi için viyadük modelinin doğru eksenli olarak modellenmesi gerekmiştir. Statik itme analizi sonuçlarının zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları ile karşılaştırılabilmesi için aynı doğru eksenli model üzerinde çalışılmıştır. Statik itme analizi sonucunda da yapıda S1 ve S2 deprem senaryoları altında meydana gelebilecek malzeme birim şekil değiştirme değerlerinin belirtilen sınır değerlerden daha küçük kaldığı, yani yapının S1 depremini geçirdiği takdirde mevcut işlevine devam edeceği, S2 depremini geçirdiği takdirde de yıkılmayacağı ve ancak onarımına imkan verecek ölçüde belli bir hasarın görüleceği sonucuna varılmıştır. Yapının S1 ve S2 benzeştirilmiş Erzincan, İzmit ve San Fernando deprem kayıtları altında da aynı sonuca varılmıştır. Köprü ayaklarında elde edilen oluşması muhtemel hasarlar da S1 ve S2 depremleri

için beklenen düzeyde kalmaktadır. Statik itme analizi sonuçlarının zaman tanım alanı için olan hesap sonuçlarına göre daha olumsuz sonuçlar vermesi dikkate değer bir sonuçtur. Zaman tanım alanında hesaplar ile elde edilen şekil değiştirme değerleri doğru eksenli olarak modellenen köprüdeki statik itme analizi sonuçlarına göre daha düşük elde edilmektedir. Bunun nedenlerinden birinin yapının performans noktasını bulmak için analiz yapılan doğrultuda deprem takozlarını temsilen kullanılan boşluk elemanlarının (gap) kaldırılması olduğu düşünülebilir.

Bunlara ek olarak, kurbtaki model için deprem performansı değerlendirmesi yapılmıştır. Bu analiz sonuçları ise doğru eksenli olarak kurulan viyadük modeli zaman tanım alanında hesabı sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Kurbta kurulan viyadük modelinden elde edilen şekil değiştirme değerleri, beklendiği gibi, doğru eksenli olarak oluşturulan modelden daha olumsuz sonuçlar vermektedir. Kurbta kurulan modelin daha gerçekçi sonuçlar verdiği dikkate alınırsa bu önemli bir sonuçtur ve büyük yarıçaplı kurbta yeralan benzer köprülerde de aynı analizin yapılarak bu sonucun irdelenmesi gerekmektedir.

Tablo 10.1. de yukarıda bahsedilen doğrusal olmayan analiz sonuçları karşılaştırılmış ve şekil değiştirme değerleri özetlenmiştir. Bu çizelgede “SIA” ifadesi Statik İtme Analizi sonuçlarının olduğu kolonu, “ZTAH D” ifadesi doğru eksenli köprüdeki zaman tanım alanında hesap sonuçlarının olduğu kolonu, “ZTAH K” ifadesi ise kurbtaki köprüde ele alınan zaman tanım alanında hesap sonuçlarını ifade etmektedir.

Tablo 10.1: Doğrusal olmayan analiz şekil değiştirme sonuçlarının karşılaştırılması

		SIA	ZTAH D	ZTAH K	SIA	ZTAH D	ZTAH K
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön			S2 Depremi Boyuna Yön		
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.000000	0.000000	0.017360	0.002872	0.003435
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	0.640	0.640	0.873	1.030	1.030
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.000000	0.000000	0.019885	0.002788	0.003335
Elastik Eğrilik	κ_e	0.001259	0.001235	0.123500	0.001259	0.001235	0.001231
Toplam Eğrilik	κ	0.001259	0.001235	0.123500	0.021144	0.004023	0.004566
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000812	0.000558	0.000558	0.006321	0.001596	0.002387
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.000281	0.002993	0.002993	0.054521	0.009975	0.012027
Sınır Değerler :							
Beton için	ε_c	0.004			0.018		
Çelik için	ε_{st}	0.015			0.060		

		SIA	ZTAH D	ZTAH K	SIA	ZTAH D	ZTAH K
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Enine Yön			S2 Depremi Enine Yön		
Plastik Dönme	θ_p	0.003032	0.000000	0.000000	0.008774	0.014700	0.017613
Plastik Mafsal Boyu	L_p	1.240	0.640	0.640	1.240	1.240	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.002445	0.000000	0.000000	0.007076	0.011855	0.014204
Elastik Eğrilik	κ_e	0.000971	0.000970	0.000970	0.000971	0.000970	0.000937
Toplam Eğrilik	κ	0.003416	0.000970	0.000970	0.008047	0.012825	0.015141
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.003152	0.001232	0.001232	0.006784	0.010565	0.016813
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.011797	0.003014	0.003014	0.028400	0.045563	0.057279
Sınır Değerler :							
Beton için	ε_c	0.004			0.018		
Çelik için	ε_{st}	0.015			0.060		

Aynı viyadük üzerinde yapılan 3 farklı analiz sonucunda da viyadüğün muhtemel deprem etkileri altında kendisinden istenen performansı gösterdiği belirlenmiştir.

Son olarak viyadüğün diğer elemanlarının güçlendirmeye ihtiyaçlarının olup olmadığının incelemesi yapılmıştır. Yapılan hesaplar sonucunda kolonlarda ve kazıklı temellerde güçlendirmeye ihtiyaç duyulmadığı belirlenmiştir. Ancak yüzeysel temellerin genişletilmesi gerekmektedir. Yapılan çalışmanın konusu dışında olduğundan boyut ve donatı belirlenmemiştir.

11. KAYNAKLAR

AASHTO, 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of Highway and Transportation Officials.*

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

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

DBYBHY, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık Ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

İpek, M. ve Pakdamar, F.,2007. The Modification Of Natural AccelerogramTo Obtain Design Spectra For Different Soil Conditions, İstanbul.

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

SAP2000 v8.1.6 NL, Static & Dynamic Finite Element Analysis of Structures Nonlinear v 8.1.6, *Computers and Structures Inc.*, California.

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

ÖZGEÇMİŞ

Emre Serdar YÜKSEL, 1982 yılında Ankara'da doğmuştur. İlk öğrenimini, Süleyman Sami Kepenek İlkokulu'nda, ortaokul ve liseyi Sivas Selçuk Anadolu Lisesi'nde tamamlamıştır. 2000 yılında, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazanmıştır. 2005 yılında İnşaat Mühendisliği bölümünü tamamladıktan sonra, aynı yıl, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı'nda yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.