

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİR KÖPRÜNÜN
DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Kaşif Hakan ŞAHİN**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİR KÖPRÜNÜN
DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Kaşif Hakan ŞAHİN
(501071059)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07 Mayıs 2010

Tezin Savunulduğu Tarih : 09 Haziran 2010

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

HAZİRAN 2010

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada Levent – 4. Levent hattında bulunan Büyükdere Yükseltilmiş Karayolu Köprüsü'nün doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile performans değerlendirmesi sunulmuştur.

Tez çalışmam boyunca bilgi ve tecrübelerinden faydalandığım değerli danışmanım Sayın Prof. Dr. Metin AYDOĞAN'a, eğitim hayatım boyunca bana maddi ve manevi desteğini hiçbir zaman esirgemeyen ve bugünlere gelmemde büyük payı olan sevgili aileme, ve moral desteği ile her zaman yanımda olan Elif Bilge UZUN' a çok teşekkür ederim.

Ayrıca bugünlere gelmemde desteklerini her zaman hissettiğim sevgili dostlarıma şükranlarımı sunarım. Yazım aşamasında sorularımı sabırla yanıtlayan Taner EMANET'e ayrıca teşekkür ederim.

Haziran, 2010

Kaşif Hakan ŞAHİN

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xi
SEMBOL LİSTESİ.....	xiii
ÖZET.....	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
2. İNCELENEN KÖPRÜNÜN TANITILMASI	3
2.1 Mimari ve Geometri	3
2.1.1 Üstyapının tanıtılması	3
2.1.2 Kirişler	5
2.1.3 Başlık kirişi kolon ve temel açıklamaları.....	5
2.2 Malzeme	6
2.2.1 Beton sınıfı	6
2.2.2 Betonarme donatısı	6
2.2.3 Paspayları	6
3. MODELLEMeye ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI	7
3.1 Yük Analizi	7
3.1.1 Kirişlerin yük analizi.....	7
3.1.2 Kalıp plağı (filigran) yük analizi.....	9
3.2 Üstyapı Yük Analizi.....	10
3.3 Model Elemanları	10
3.3.1 Tabliye çubuk elemanları.....	10
3.3.2 Döşeme çubuk elemanları.....	11
3.3.3 Kolon çubuk elemanları	12
3.3.4 Başlık kirişi çubuk elemanları.....	12
3.3.5 Malzeme bilgileri	13
4. HESAPLARDA KULLANILAN TEKNİK VE ÇALIŞMA ESASLARI.....	15
4.1 Köprü Modeli İle İlgili Ön bilgiler.....	15
4.2 Köprü Periyodunun Yaklaşık Yöntem ile Hesabı	16
4.2.1 Kolon tepe yerdeğiştirmesi hesabı	16
4.2.2 Elastomer mesnet yerdeğiştirmesinin hesabı	17
4.2.3 Periyodun hesaplanması.....	17
5. HESAP MODELİNİN TANITILMASI.....	19
6. KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ BULUNMASINDA	
KULLANILAN YÖNTEMLER.....	23
6.1 Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri.....	24
7. DOĞRUSAL ELASTİK ANALİZ.....	25

7.1 Doğrusal Elastik Analiz ile İlgili Açıklamalar	25
7.2 Doğrusal Elastik Analiz.....	27
7.3 Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları	29
8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ.....	39
8.1 Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi	39
8.1.1 Plastik mafsalsal hipotezi	39
8.1.2 Plastik mafsalsal boyu	42
8.1.3 Doğrusal olmayan elastik yöntemde kullanılan beton modeli	43
8.1.4 Moment eğrilik ilişkisi ve çatlamış kesit rijitlikleri	46
8.1.5 Akma yüzeyleri	49
8.2 Statik İtme Analizi.....	50
8.2.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü ile hesap.....	50
8.2.2 Statik itme analiz sonuçları	53
8.3 Zaman Tanım Alanında Hesap	62
8.3.1 Zaman tanım alanında hesap sonuçları	64
9. KÖPRÜ ELEMANLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ	67
9.1 Kolonların Kesme Kapasitelerinin Değerlendirilmesi	67
9.2 Kazıklı Temellerin Değerlendirilmesi	69
10. SONUÇLAR	73
KAYNAKLAR.....	77

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

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2. 1	: Kolon ve temel boyutları ve kotları.....	6
Çizelge 4. 1	: Kolon tepe yerdeğiştiemesinin hesabı.....	17
Çizelge 4. 2	: Elatomer Mesnet Özellikleri	17
Çizelge 4. 3	: Boyuna yönde kenar ve orta ayak rijitlikleri	18
Çizelge 7. 1	: Doğru eksenli kurulan köprü modeli periyotları ve modal katılım oranları.....	31
Çizelge 7. 2	: Doğru eksenli olarak modellenen köprü kolon en elverişsiz kesit tesirleri.....	34
Çizelge 7. 3	: DBYBHY Tablo 7.3.....	34
Çizelge 7. 4	: Doğru eksenli olarak modellenen köprü etki/kapasite oranları.....	37
Çizelge 8. 1	: Plastik mafsallık boyları	42
Çizelge 8. 2	: Donatı çeliğı karakteristik özellikleri	46
Çizelge 8. 3	: Plastik moment oluşması muhtemel kesitlerde okunan normal kuvvetler	47
Çizelge 8. 4	: Çatlamış kolon kesit rijitlikleri.....	48
Çizelge 8. 5	: Tepe yerdeğiştirmeleri ve spektral yerdeğiştirmeler	55
Çizelge 8. 6	: Betonarme kesitler için birim şekil değıştirme sınırları	59
Çizelge 8. 7	: S1 deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değışerleri.....	59
Çizelge 8. 8	: S1 deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değışerleri.....	60
Çizelge 8. 9	: S2 deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değışerleri.....	60
Çizelge 8. 10	: S2 deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değışerleri.....	60
Çizelge 8. 11	: S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekildeğıştirme karşılaştırma çizelgesi.....	61
Çizelge 8. 12	: Köprünün boyuna doğrultusunda zaman tanım alanında analizinde oluşan plastik mafsallardaki kesit tesirleri ve plastik dönme değışerleri	65
Çizelge 8. 13	: Köprünün boyuna doğrultusunda zaman tanım alanında analizinde oluşan plastik mafsallardaki kesit tesirleri ve plastik dönme değışerleri	65
Çizelge 8. 14	: Köprü zaman tanım alanında hesap S1 ve S2 deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değıştirme karşılaştırma çizelgesi.....	66
Çizelge 8. 15	: S1 ve S2 deprem düzeylerindeki hasar düzeyleri.....	66
Çizelge 9. 1	: Kolon kapasitesinin hesabı.....	68
Çizelge 9. 2	: En büyük kesme kuvveti değışerleri	68
Çizelge 9. 3	: Kazık elemanlarda oluşan en büyük kesit tesirleri.....	70
Çizelge 10. 1	: Doğrusal olmayan analiz şekil değıştirme değışerlerinin karşılaştırılması.....	74

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2. 1	: Köprü uydu Görünüşü	3
Şekil 2. 2	: Köprü aks Numaraları	4
Şekil 2. 3	: Tipik en ve boy kesitler	4
Şekil 2. 4	: Öngerilmeli kiriş en ve boy kesitleri	5
Şekil 2. 5	: Kolon enkesiti	5
Şekil 3. 1	: Öngerilmeli kiriş boykesitleri.....	7
Şekil 3. 2	: Öngerilmeli kiriş enkesitleri.....	8
Şekil 3. 3	: Kiriş kalıp plaklarının (filigranların) yerleştirileceği kesitler	9
Şekil 3. 4	: Örnek kalıp plakları (A ve B plakları).....	9
Şekil 3. 5	: Tabliye kesiti ve tanımlanan atalet kesitleri	11
Şekil 3. 6	: Kolon enkesit özellikleri ve AUTOCAD okumaları.....	12
Şekil 3. 7	: Başlık kirişi boyutları	12
Şekil 3. 8	: SAP2000 başlık kirişi kesit tanımlanması.....	13
Şekil 3. 9	: SAP2000 beton malzeme tanımlanması.....	14
Şekil 4. 1	: Köprü konsol modeli	16
Şekil 5. 1	: Kenar ayak elastomer mesnetlerinin link eleman olarak tanımlanması	21
Şekil 5. 2	: Orta ayak elastomer mesnetlerinin link eleman olarak tanımlanması	21
Şekil 5. 3	: Kurulan SAP 2000 modeli	22
Şekil 7. 1	: Doğru eksenli olarak modellenmiş köprü modeli	25
Şekil 7. 2	: Tasarım depremi için spektral ivme spectrumu	27
Şekil 7. 3	: ASSTHO 2002’den alınan çizelge	27
Şekil 7. 4	: Köprü 1. mod şekli	32
Şekil 7. 5	: Köprü 2.mod şekli	32
Şekil 7. 6	: Köprü 3.mod şekli	33
Şekil 7. 7	: Köprü 4.mod şekli	33
Şekil 7. 8	: 10464 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı	35
Şekil 7. 9	: 10215 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı	35
Şekil 7. 10	: 9269 kN normal kuvvet altında moment eğrilik diyagramı	36
Şekil 7. 11	: 5517 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı	36
Şekil 8. 1	: Eğilme momenti eğrilik diyagramı	40
Şekil 8. 2	: Plastik mafsallın idealleştirilmesi.....	41
Şekil 8. 3	: İdeal elasto plastik malzeme moment eğrilik diyagramı.....	41
Şekil 8. 4	: Sargılama etkisi	43
Şekil 8. 5	: DBYBHY 2007’e göre sargılı ve sargısız beton dayanımları değişimleri	45
Şekil 8. 6	: Mander beton modeline göre tanımlanmış sargılı C25 kolon dayanımı	45
Şekil 8. 7	: Beton ve donatı çeliği gerilme – şekil değiştirme diyagramları.....	46
Şekil 8. 8	: XTRACT Programı kolon enkesiti	46
Şekil 8. 9	: Bilineer halde moment eğrilik ilişkisi	47

Şekil 8. 10 : Çatlamış kesit rijitliklerinin programa girilmesi	49
Şekil 8. 11 : Bileşik eğilmeye maruz kolonlarda akma yüzeyi.....	50
Şekil 8. 12 : İvme yerdeğiştirme ve spektral ivme ile spektral yer değiştirme ilişkileri, yapı davranışı	53
Şekil 8. 13 : S1 Depremi spektral ivme – periyot eğrisi	54
Şekil 8. 14 : S2 Depremi spektral ivme – periyot eğrisi	54
Şekil 8. 15 : S1 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı.....	55
Şekil 8. 16 : S1 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı.....	55
Şekil 8. 17 : S2 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı.....	56
Şekil 8. 18 : S2 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı.....	56
Şekil 8. 19 : S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi.....	57
Şekil 8. 20 : S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi.....	58
Şekil 8. 21 : S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi.....	58
Şekil 8. 22 : S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi.....	58
Şekil 8. 23 : İzmit depremi [S1] – deprem kaydı.....	62
Şekil 8. 24 : İzmit depremi [S2] – deprem kaydı.....	63
Şekil 8. 25 : Erzincan depremi [S1] – deprem kaydı.....	63
Şekil 8. 26 : Erzincan depremi [S2] – deprem kaydı.....	63
Şekil 8. 27 : San fernando depremi [S1]- deprem kaydı.....	64
Şekil 8. 28 : San fernando depremi [S2]- deprem kaydı.....	64
Şekil 9. 1 : Kazıklı temel modeli	69
Şekil 9. 2 : Kazık taşıma gücü hesabı	71

SEMBOL LİSTESİ

A_c	: Kolon bürüt enkesit alanı
$A_{\text{elastomer}}$	: Elastomer mesnet yüzey alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
A_{sw}	: Sargı donatısının incelenen doğrultudaki enkesit alanı
A_{wf}	: Kesme sürtünme donatısının toplam kesit alanı
a_i	: Düşey donatıların eksenleri arasındaki mesafe
a_1	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_b	: Tarafsız eksen derinliği
$A_{1,2,3}$	: Tarafsız eksenin hesabında kullanılan denklem sabitleri
b_o, h_o	: Betonarme eleman boyutları
b_w	: Kolon hesap genişliği
c_b	: Basınç bloğu uzunluğu
$c_{1,2}$	: Tarafsız eksen denkleminin çözüm parametreleri
C_{R1}	: Birimci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
D	: Kolon, giriş faydalı giriş 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
d_o	: Paspayı
E_c	: Betonun elastik modülü
E_{sec}	: Beton sekant modülü
EI_{eff}	: Çatlamış kesit rijitliği
f_c	: Sargılı beton basınç gerilmesi
f_{su}	: Çelik kopma gerilmesi
f_{yw}	: Sargı donatısı akma dayanımı
f_{ywd}	: Sargı donatısı tasarım akma gerilmesi
f_{sy}	: Çelik akma gerilmesi
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{ck}	: Betonun karakteristik silindirik basınç 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 y doğrultularında etkili sargılama basıncı
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 elastomer net yüksekliği
I_x	: Tabliyenin yatay ekseninde atalet momenti
I_y	: Tabliyenin düşey ekseninde atalet momenti

k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
$k_{elastomer}$	: Elastomer yanal öteleme rijitliği
$k_{eşd}$	: Eşdeğer yanal öteleme rijitliği
k_{kolon}	: Konsol kolon yanal öteleme rijitliği
L	: Kolon boyu
L_i	: Derzlerle ayrılmış tabliye uzunluğu
L_p	: Plastik mafsalsal boyu
L_{x1}	: x doğrultusundaki etkin kütlelerin o doğrultudaki modal yerdeğiştirmeleriyle çarpımları toplamı
m	: Yapının kütlesi
m_i	: Yapının i'inci katının kütlesi
M_{dep}	: Depremlilik durum moment değerleri
M_{maks}	: Okunan en büyük moment değeri
M_d	: Tasarım Momenti
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
M_r	: Kesitin moment taşıma kapasitesi
M_2	: Köprü enine eğilme momenti
M_3	: Köprü boyuna eğilme momenti
N	: Kiriş oturma mesafesi
N_d	: Tasarım eksenel kuvveti
N_K	: Kesit moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
P	: Normal kuvvet
q	: Donatı oranı
r	: Beton elastisite modülü ile sekant modülü arasında bağıntı
$r_{e/k}$	: Etki kapasite oranı
S	: Köprü verevliklik açısı
s	: Sargı donatısı boyuna fret aralığı
S_a	: Spektral ivme
S_{ae1}	: İtme analizinin birinci moduna ait doğrusal elastik spektral ivme
S_{de1}	: İtme analizinin ilk adımında n'inci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spectral yerdeğiştirme
T	: Burulma momenti
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
T_p	: Doğal titreşim periyodu
$u_{xN1}^{(i)}$	: Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda i'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yer değiştirme istemi
V_c	: Beton ile karşılanan kesme kuvveti
V_r	: Kesitin toplam kesme kuvveti kapasitesi
V_s	: Sargı donatısı ile karşılanan kesme kuvveti
V_2	: Köprü boyuna doğrultuda kesme kuvveti
V_3	: Köprü enine doğrultuda kesme kuvveti
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci(hakim) moda ait taban kesme kuvveti

w_c	: Betonarme kolon hesabı abak parametresi
ϵ_c	: Beton basınç birim şekil değiştirmesi
ϵ_{cc}	: Maksimum beton basınç gerilmesi için basınç birim şekil değiştirmesi
ϵ_{cu}	: Sargılı betonun 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
σ	: Kolon kesitindeki normal gerilme
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 eksenini doğrultusunda yatay bileşeni
$\dot{\Gamma}_{x1}$	: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
ρ_s	: Hacimsel donatı oranı
ρ_x, ρ_y	: Belirlenen x ve y doğrultularında hacimsel donatı oranı
x	: Beton basınç birim şekil değiştirme değerinin maksimum beton basınç gerilmesindeki beton basınç şekil değiştirmesine oranı
$w_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
w_B	: İvme spektrumunda karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
K	: Eğrilik
φ	: Dönme (radyan)
$x-x$	: Çubuğun asal eksenini

MEVCUT BİR KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada İstanbul'da, Levent – 4.Levent istikametinde bulunan tek yönlü Büyükdere Yükseltilmiş Karayolu-I köprüsünün deprem performansı değerlendirilmiştir.

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

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

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

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

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

SEISMIC EVALUATION OF AN EXISTING BRIDGE

SUMMARY

In this study, the seismic performance of Büyükdere Flyover – I, which is located in İstanbul Levent – 4. Levent route, is evaluated.

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

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

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

Same viaduct is evaluated by deformation based – nonlinear methods. At this phase; ‘Pushover and Non-Linear Time History Analysis are used. In calculations, specific simulated earthquake spectrums and records are used for that bridge. For evaluating the performance of bridge, the plastic hinge strains compared with the earthquake probability of occurrence 50% in 50 years for minimum damage performance level and under the the earthquake probability of occurrence 2% in 50 years for controlled damage performance level.

A detailed performance based evaluation of an existing bridge clarified by comparing the results of the linear and non-linear analysis.

1. GİRİŞ

Ülkemizde Kuzey Anadolu ve Doğu Anadolu Fayı gibi belli başlı kırıkları harekete geçiren sıkışmalar milyonlarca yıldır devam etmekte, günümüzde de yaşanan ana depremlerin sebebini oluşturmaktadır. Alp-Himalaya deprem kuşağında yer alan ülkemizde meydana gelen depremler, Atlantik Okyanus ortası sırtının iki tarafa doğru yayılmasına bağlı olarak Afrika-Arabistan levhalarının kuzey-kuzeydoğuya doğru hareket etmeleriyle ilişkilidir. Ayrıca, Kızıldeniz'in uzun eksen boyunca bugün de devam eden deniz tabanı yayılması nedeni ile Arabistan levhası kuzeye doğru itilmekte ve Avrasya levhasının altına doğru dalmaya zorlanmaktadır. Bu zorlanma ile Arabistan levhası ile Avrasya kıtası arasında kalan Doğu Anadolu bölgesinde yoğun sıkışma etkisi oluşmaktadır.

Ülkemizde bu faylar etkisinde geçmişte olduğu gibi gelecekte de depremler olmaya devam edecektir. Bu durum inşaat mühendisliğinde yeni yapılacak yapılar için depreme dayanıklı yapı tasarımını, mevcut yapıların ise depreme dayanıklı olarak değerlendirilmesini zorunlu kılmıştır. Mevcut bir yapının incelenmesinde gerçeğe yakın sonuçların elde edilmesi adına, yeni yapılacak yapılarda kullanılan yöntemlerden ziyade mevcut yapının değerlendirilmesine yönelik çalışmalar yapmak daha uygun olmaktadır. Mevcut yapıların değerlendirilmesinde incelenmesi gereken parametrelerin çokluğu ve gerekli bilgi düzeyinin elde edilmesi güvenilir sonuçların elde edilmesinde ileri düzey yöntemlerin kullanılmasını gerektirmiştir.

Bu çalışmada Büyükdere Yükseltilmiş Karayolu Köprüsü'nün yukarıda bahsedilen ileri düzey yöntemler çerçevesinde "Doğrusal elastik analiz" ve doğrusal olmayan yöntemlerden "Statik İtme Analizi" ve "Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Metot" ile analizi yapılmıştır.

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

2. İNCELENEN KÖPRÜNÜN TANITILMASI

2.1 Mimari ve Geometri

Genel Özellikleri:

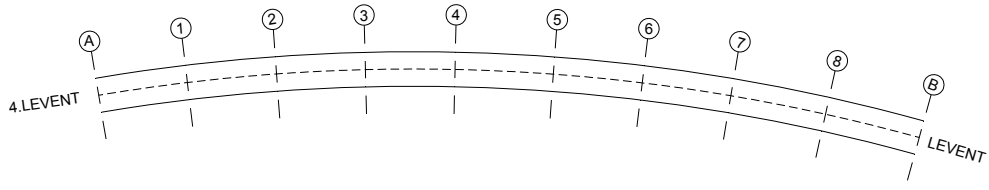
- Açıklık sayısı : 9
- Ayak eksenleri ara mesafesi : 32.89 m ve 36.24 m arası değişken
- Kurb yarıçapı : 700m.
- Köprü genişliği : 12.70 m
- Yürüme yolu genişliği : (0.50 m + 0.50 m)
- Kiriş Sayısı : 5 adet x 9 adet açıklık = 45 adet
- Derzlerin bulunduğu akslar : A, 3, 6, B, akslarında toplam 4 adet

2.1.1 Üstyapının tanıtılması

Köprü, 304.89 m uzunluğundadır ve güzergahı kurba bağlayan bir klotoid ve devamında 700 m yarıçaplı bir kurb üzerinde yer almaktadır. Köprü Büyükdere Caddesi üzerinde 1.Levent – 4.Levent istikametinde tek yön gidiş olmak üzere bir adet köprüden oluşmaktadır. Şekil 2.1 ve Şekil 2.2’ de plan görünüşleri ve aks numaraları yer almaktadır.

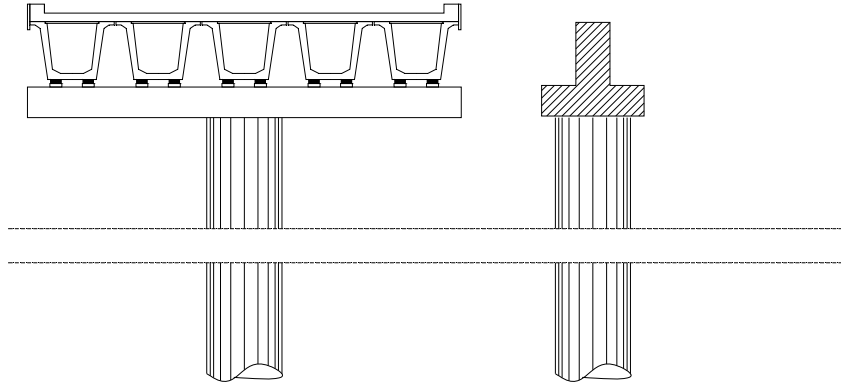


Şekil 2.1 : Köprü uydu Görünüşü



Şekil 2. 2 : Köprü aks Numaraları

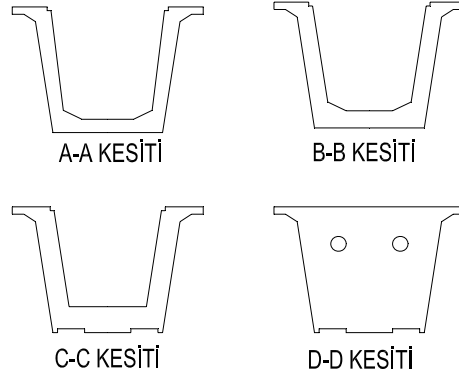
Köprü üstyapısı 25 cm kalınlığında tabliyeden ve kutu şeklinde değişken enkesitli 5 adet kirişten oluşmaktadır. Tabliye ve kirişlerden oluşan üstyapı toplam 20 adet neopren mesnet ile başlık kirişine oturmaktadır.



Şekil 2. 3 : Tipik en ve boy kesitler

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 T.C.K. Köprü Teknik Şartnamesinde verilen en ağır taşıt yükü ($H_{30}-S_{24}$) altında çalışmaktadır. Köprü genişliği 11.70 m genişliğinde olup, tek yönlü ve 3 şerit halinde akmaktadır.

2.1.2 Kirişler

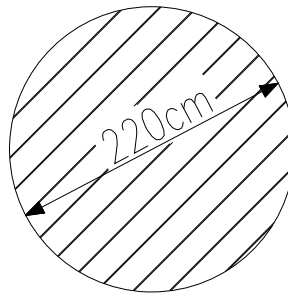


Şekil 2. 4 : Öngerilmeli kiriş en ve boy kesitleri

Tabliyeyi taşıyan kirişler 31.50 m , 34 m, 35 m arası uzunluklarda değişken kutu enkesitli ön gerilimli prefabrike kirişlerdir. Kesit U şeklindedir ve üzerine prefabrike betonarme plak elemanlar (filigran) yerleştirilmekte ve bunun üzerinde ise betonarme tabliye yer almaktadır. Her bir kiriş bir ucunda iki adet olmak üzere toplam dörder adet elastomer mesnet üzerinde oturmaktadır. Elastomerler ve deprem takozlarının yer alacağı yuvalar her kirişin iki ucunda da mevcuttur (Şekil 2.4).

2.1.3 Başlık kirişi kolon ve temel açıklamaları

Başlık Kirişi ters T enkesitinde bir geometriye sahiptir ve 12.50 m uzunluğundadır. Kolonlar “Ø220 çapında” “daire” kesitlidir (Şekil 2.5).



Şekil 2. 5 : Kolon enkesiti

Kolonlar devamında her aksta kazıklı temel sistemine sahip altyapıya oturmaktadır. Çizelge 2.1’ de üstyapıyı taşıyan her kolonun oturduğu temel sistemleri ile kolon ve temel kotları verilmiştir.

Çizelge 2. 1 : Kolon ve temel boyutları ve kotları

Aks No	Kolon Üst Kotu	Kolon Alt Kotu	Kolon Boyu	Temel Üst Kotu	Temel Alt Kotu	Temel Boyu	Temel Tipi
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
A	-	-	-	128.200	115.200	13.000	Kenarayak (1 Adet Ø2200 Kazık)
1	129.904	128.400	1.504	128.400	112.400	16.000	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
2	131.594	128.900	2.694	128.900	112.900	16.000	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
3	133.008	129.000	4.008	129.000	114.500	14.500	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
4	134.060	130.500	3.560	130.500	116.000	14.500	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
5	134.772	129.700	5.072	129.700	113.700	16.000	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
6	135.020	130.000	5.020	130.000	117.000	13.000	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
7	134.845	130.000	4.845	130.000	119.500	10.500	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
8	134.305	130.200	4.105	130.200	119.700	10.500	Kazıklı Temel (1 Adet Ø2200 Kazık)
B	133.411	130.50	2.911	130.500	120.000	10.500	Kenarayak (1 Adet Ø2200 Kazık)

2.2 Malzeme

Yapı modellenirken kullanılan malzeme özellikleri paftalarda verildiği değerlerle aynı alınmıştır. Bilgi düzeyinin tam olduğu bilinmektedir. Bilgi düzeyi katsayısı “1.00” alınmıştır (DBYBHY, 2007).

2.2.1 Beton sınıfı

- Kolonlarda: 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 : 7.5 cm
- Temelerde : 7.5 cm

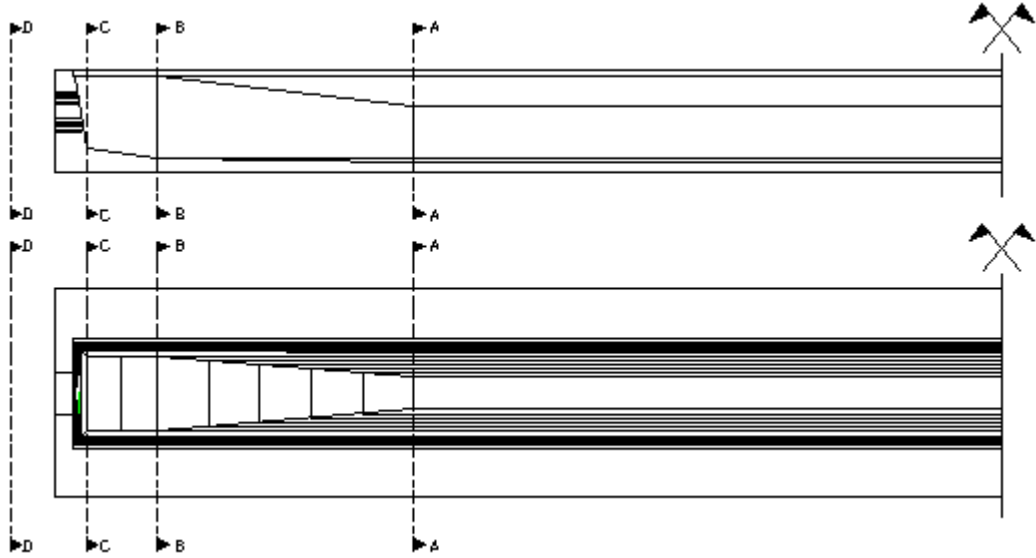
3. MODELLEMeye ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI

3.1 Yük Analizi

3.1.1 Kirişlerin yük analizi

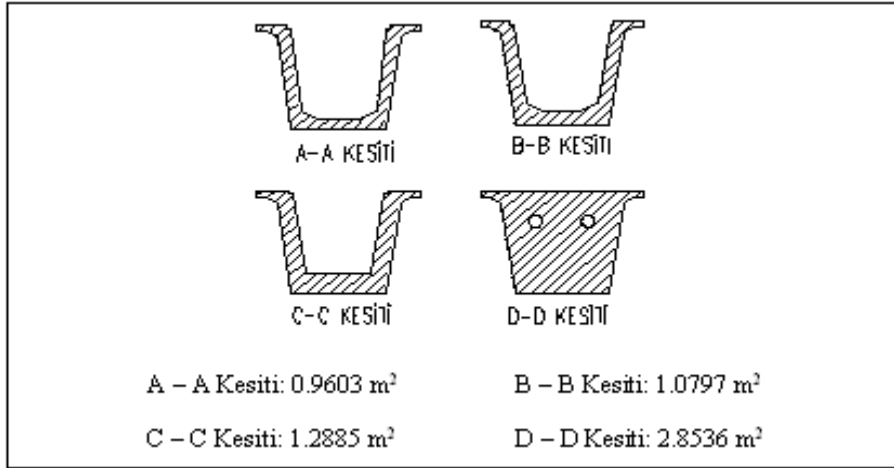
Kiriş ağırlığı zati yk analizinde yer alacağı için diğerk üstyapı elemanlarından önce hesaplanmıştır (şekil 3.1).

Kiriş enkesitleri arasında kesit değişimi doğrusaldır. Eşdeğer kiriş kesiti üstyapı hesaplarında eğilme rijitliği için dikkate alınmıştır. Ağırlığı kesin olarak hesaplanmış ve bu ağırlığın kiriş uzunluğu boyunca üniform olarak dağıldığı varsayılmıştır.



şekil 3. 1 : Öngerilmeli kiriş boykesitleri

şekil 3.1’ de alınan A, B, C ve D kesitlerinin konumları şekil 3.2’ de enkesit alanlarıyla beraber verilmiştir. Kiriş ağırlıkları hesaplanırken bu alanlardan faydalanılmıştır. Hesap hassasiyeti için öngermeli imal edilen kirişteki kesit değişimleri hesaba katılmıştır.



Şekil 3. 2 : Öngerilmeli kiriş enkesitleri

A – A Kesiti; 24.90 m boyunca (ortalama değer)

A – A Kesiti ile B – B Kesiti arası; 2 x 3.45 m boyunca

B – B Kesiti ile C – C Kesiti arası; 2 x 0.40 m boyunca

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

D – D Kesiti; 2 x 0.25 m boyunca uzanmaktadır.

Elastomer mesnet yuvaları ihmal edilebilir ve kirişten çıkarılmamıştır.

Buna göre kiriş hacmi:

$$\begin{aligned}
 & Alan_{A-A} \times 23.00m + \left[\frac{Alan_{A-A} + Alan_{B-B}}{2} \right] \times 10.00m + \left[\frac{Alan_{B-B} + Alan_{C-C}}{2} \right] \times 2.80m \\
 & + \left[\frac{Alan_{C-C} + Alan_{D-D}}{2} \right] \times 0.40m + Alan_{D-D} \times 0.50m
 \end{aligned}$$

$$= 0.9603 \times 24.90 + (0.9603 + 1.0797) / 2 \times 6.90 + (1.0797 + 1.2885) / 2 \times 0.80$$

$$+ (1.2885 + 2.8536) / 2 \times 0.40 + 2.8536 \times 0.50 = 34.1519m^3$$

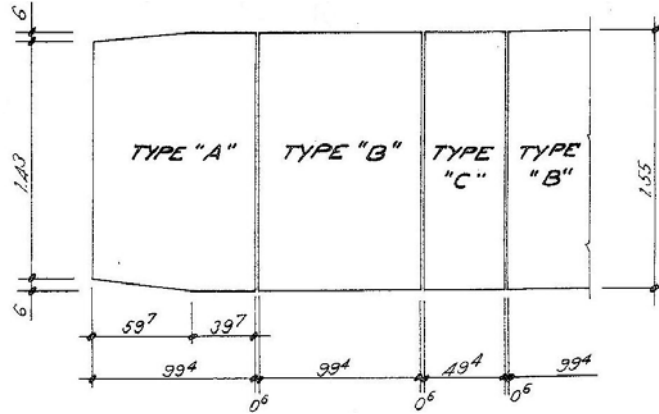
şeklinde hesaplanmıştır.

Neticede bir adet Öngerilmeli Kirişin Ağırlığı = $34.1519 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 853.7975 \text{ kN}$

Birim ağırlık = $853.7975 \text{ kN} / 33.50m = 25.50 \text{ kN/m}$ dir.

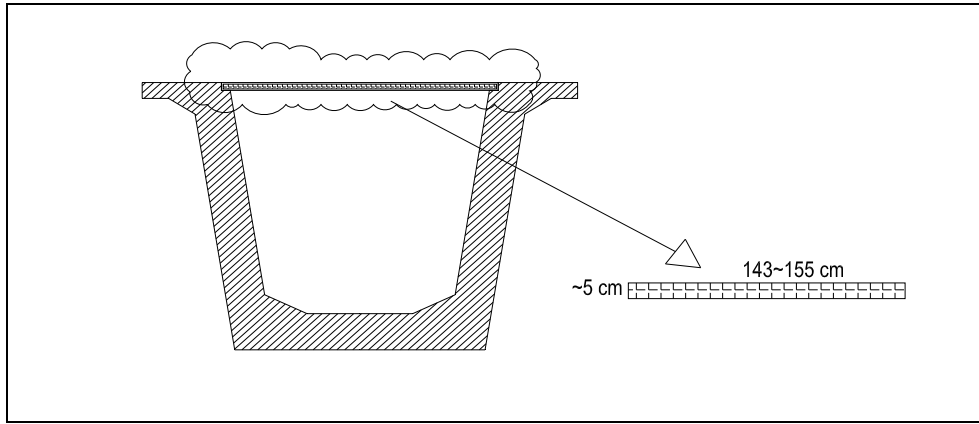
3.1.2 Kalıp plağı (filigran) yük analizi

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



Şekil 3.3 : Kiriş kalıp plaklarının (filigranların) yerleştirileceği kesitler

Kiriş enkesitine göre A plağının doğrusal değiştiği B ve C kesitlerinin sabit kesitli olduğu bilinmektedir (Şekil 3.3)



Şekil 3.4 : Örnek kalıp plakları (A ve B plakları)

Bir kiriş için kalıp plakların birim ağırlığı = $64.825 / 33.50 = 1.935$ kN/m olarak hesaplanmıştır (Şekil 3.4).

3.2 Üstyapı Yük Analizi

Yürüme Yolu	: $(0.50m + 0.50m) \times 0.26m \times 25kN / m^3$	= $6.50kN / m$
Asfalt Kaplama	: $11.70m \times 0.06m \times 23kN / m^3$	= $16.146kN / m$
Prekast Panel	: $2 \text{ adet} \times 0.07m \times 0.75m \times 25kN / m^3$	= $2.62kN / m$
Tabliye	: $12.55m \times 0.25m \times 25kN / m^3$	= $78.43kN / m$
Korkuluk	: $2 \text{ adet} \times (1.00kN / m + 0.50kN / m)$	= $3.00kN / m$
Öngerilmeli Kiriş	: $5 \text{ adet} \times 25.50kN / m$	= $127.50kN / m$
Kalıp Plağı	: $5 \text{ adet} \times 1.95kN / m$	= $9.75kN / m$

Toplam birim üstyapı ağırlığı : = $245kN / m$

- Bir elastomer mesnete gelen yük :

$$245 \text{ kN/m} \times 33.5 \text{ m} / 20 \text{ adet} = 410.375 \text{ kN/mesnet}$$

3.3 Model Elemanları

3.3.1 Tabliye çubuk elemanları

Kiriş enkesit alanı : 1.0797 m^2 (B-B Kesiti eşdeğer kesit olarak alınmıştır.)

Tabliye betonunun enkesit uzunluğu : 12.70 m

Tabliye betonunun minimum kalınlığı : 25 cm

$$5 \times 1.0797 \text{ m}^2 + 12.70 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 8.5736 \text{ m}^2$$

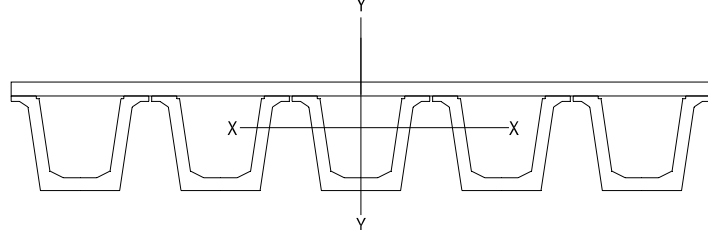
Tabliyeyi temsil ederken kullanılacak çubuk elemanın özkütlesi ve özağırlığı;

$$\frac{245kN / m}{8.5736 \text{ m}^2} = 28.576kN / m^3 \text{ birim ağırlıklı,}$$

$$\frac{28.576kN / m^3}{9.81 \text{ m} / s^2} = 2.912kNs^2 / m^2 \text{ birim kütleye sahip,}$$

ve enkesiti 8.57936 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 3.5’ deki kesite sahiptir. Ayrıca tabliyeyi temsil edecek elemanın atalet momentleri de aşağıda verilmiştir.



Şekil 3. 5 : Tabliye kesiti ve tanımlanan atalet kesitleri

I_x : 4.117 m^4 , I_y : 112.29 m^4 olarak bulunur.

3.3.2 Döşeme çubuk elemanları

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 kütlelerinde yüzdesi çok azdır.

$$106.696 \text{ kN/m}$$

$$12.55 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 3.137 \text{ m}^2,$$

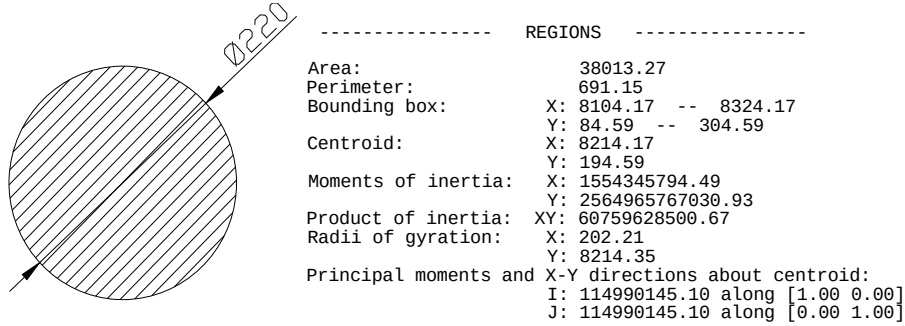
$$\text{Öz ağırlığı; } \frac{106.696 \text{ kN} / \text{m}}{3.137 \text{ m}^2} = 34.012 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\text{Özkütlesi; } \frac{34.012 \text{ kN} / \text{m}^3}{9.81 \text{ m} / \text{s}^2} = 3.467 \text{ kNs}^2 / \text{m}^2 \text{ şeklinde hesaplanmıştır.}$$

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

3.3.3 Kolon çubuk elemanları

Kolon çubuk elemanı enkesiti atalet momenti değerleri AutoCAD yardımıyla hesaplanmıştır (Şekil 3.6).



Şekil 3. 6 : Kolon enkesit özellikleri ve AUTOCAD okumaları

Buna göre;

Kolon enkesit alanı :3.80 m²

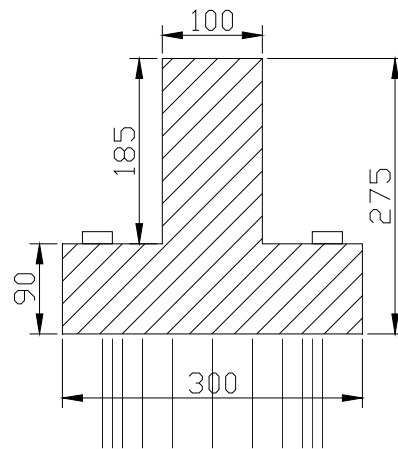
Köprü boyuna yönde atalet momenti :1.15 m⁴

Köprü enine yönde atalet momenti :1.15 m⁴

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

3.3.4 Başlık kirişi çubuk elemanları

Başlık kirişi kesit özellikleri Şekil 3.7’ de verilmiştir. Başlık Kirişi T kesitli bir kiriş olarak tanımlanmıştır (Şekil 3.8).



Şekil 3. 7 : Başlık kirişi boyutları

Şekil 3. 8 : SAP2000 başlık kirişi kesit tanımlanması

3.3.5 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. C30 için sınıfı beton için Elastisite Modülü 32000 MPa, Poisson oranı 0.2 ve sıcaklık katsayısı 1.08 E-8 olarak alınmıştır (Şekil 3.9).

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C20

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.55

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 28000000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.080E-05

Shear Modulus, G: 11666667

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 20000

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Şekil 3. 9 : SAP2000 beton malzeme tanımlanması

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.

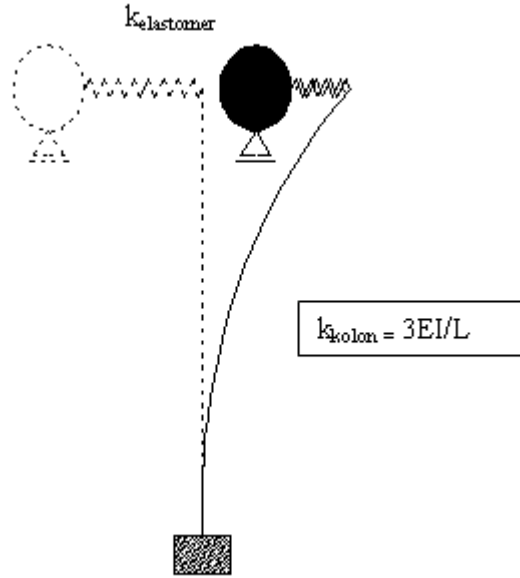
4. HESAPLARDA KULLANILAN TEKNİK VE ÇALIŞMA ESASLARI

4.1 Köprü Modeli İle İlgili Önbilgiler

- Yapı elemanları (kolon, kiriş, döşeme plağı ve tabliye) kesit özellikleri hesaplanan çubuk eleman olarak modellenmiştir.
- Üstyapıda yer alan tabliye ve kirişler eşdeğer kütleyle sahip tek bir çubuk eleman olarak modellenmiştir.
- Kolon elemanlarda plastik mafsall oluşması muhtemel kesitlerde çubuklar elemanlara bölünmüştür. Analiz sonuçlarının yorumlanmasını kolaylaştırmak adına bu elemanlara kolon adından başka adlar atanmıştır.
- 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.
- Yapı sistemi modellerken taşıyıcı sistemde göz önüne alındığında kolonların konsol kolon olarak çalıştığı (bir ucu ankastre diğer ucu serbest) düşünülecektir. Bu şekilde çalışan kolonlarda en basit şekliyle kolon modeli şekil (4.1) gibi alınabilir.
- Yapı sistemi bilgisayar programıyla çözüldüğünden el ile bazı kontrollerin yapılmasında sonuçların güvenilirliği açısından fayda vardır. Bu amaçla öncelikle yapının periyodunun kontrolü modelin doğruluğu açısından fikir verecektir. Yapının yaklaşık periyodunun hesabı Denklem (4.1) ve Denklem (4.2) ile hesaplanabilmektedir.

$$\frac{1}{k_{eşd}} = \frac{1}{k_{elastomer}} + \frac{1}{k_{kolon}} \quad (4.1)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eqd}}} \quad (4.2)$$



Şekil 4. 1 : Köprü konsol modeli

4.2 Köprü Periyodunun Yaklaşık Yöntem ile Hesabı

4.2.1 Kolon tepe yerdeğiştirmesi hesabı

Köprü yaklaşık periyodu hesaplanırken Aydoğan (2008) tarafından hazırlanan “Prefabrike Kirişli Köprülerin Tasarımı” eğitim semineri notundan faydalanılmıştır. Periyot hesaplanırken Şekil 4.1 kolon modeli ve Denklem (4.1) ve Denklem (4.2) kullanılmıştır.

Köprünün hakim periyodu boyuna doğrultu olduğu program modelinden görülmüştür. Bu sebepten el ile yapılan periyot hesabı boyuna yönde yapılmıştır. Periyot hesabı yapılırken öncelikle kolonların konsol tepe yer değıştirme hesabı yapılmalıdır. Kolon boyu ve çapına bağılı hesaplar Çizelge 4.1 ile gösterilmiştir.

Çizelge 4. 1 : Kolon tepe yerdeğiştirmesinin hesabı

KOLON	BOYU	ÇAP	ALANI	ATALET MOMENTİ	E	EI	δ _{kolon}
	m	m	m ²	m ⁴	kN/m ²	kNm ²	m
1	1.504	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	3.26E-08
2	2.964	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	2.50E-07
3	4.008	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	6.17E-07
4	3.560	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	4.32E-07
5	5.072	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	1.25E-06
6	5.020	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	1.21E-06
7	4.845	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	1.09E-06
8	4.105	2.2	3.801	1.150	30250000	34784518.9	6.63E-07

4.2.2 Elastomer mesnet yerdeğiştirmesinin hesabı

Elastomer mesnetlerin geometrik özellikleri mevcut projeden alınmıştır. Planda 40 cm x 40 cm yüksekliği ise değişken olup ortalama 11 cm olarak kabul edilmiştir.

Elastomer yer değiştirmesi hesabında Denklem 4.3 kullanılmıştır.

$$\delta_{elastomer} = \frac{t_e}{nabG} \quad (4.3)$$

Bu denklemde kullanılan t_e elastomer kalınlığı, a ve b elastomer in köprü eksenine dik ve paralel taban boyutları, n ayak üzerindeki elastomer adedini göstermektedir. Yapılan hesaplar Çizelge 4.2 ‘de gösterilmiştir.

Çizelge 4. 2 : Elastomer mesnet özellikleri

AKS	ADET	EN	BOY	YÜKSEKLİK	G	δ _{elastomer}
		m	m	m	KN/m ²	m
A	10	0.4	0.4	0.11	800	8.59E-05
1	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
2	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
3	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
4	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
5	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
6	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
7	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
8	20	0.4	0.4	0.11	800	4.3E-05
B	10	0.4	0.4	0.11	800	8.59E-05

4.2.3 Periyodun hesaplanması

Periyot hesabında Denklem (4.2) kullanılacaktır. Burada m=W/g yapı kütlesi, k ise köprü boyuna yönde toplam rijitliğidir. Buradaki k köprü boyuna rijitliği ve toplam değeri Çizelge 4.3 de verilmiştir.

Çizelge 4. 3 : Boyuna yönde kenar ve orta ayak rijitlikleri

Aks No	Boyuna Rijitlik (1/m)
A	11636.36
1	23255.08
2	23138.36
3	22943.29
4	23040.89
5	22614.66
6	22634.15
7	22697.03
8	22919.16
B	11636.36
Σ	206515.34

Köprü birim ağırlığı 245 kN/m olarak hesaplanmıştır. Köprü boyu ile çarpılıp (L= 304.89 m) g: yerçekimi ivmesi ile bölünürse toplam kütle hesaplanabilir. Toplam kütle hesabında köprü üstyapı kütlesine ek olarak kolon ağırlıklarının yarısı dahil edilmiştir.

$$\Sigma M : 76174.77 / 9.81 = 7765.02 \text{ kN sn}^2/\text{m}$$

$$M = 76174.77 / 9.81 = 7765.02 \text{ kN sn}^2 / \text{m}$$

Kütle değeri ve Çizelge 4.3 deki toplam rijitlik değeri kullanılarak

Denklem 4.2 de yerlerine konulursa;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{7765.012}{206515.34}} = 1.218 \text{ s}$$

olarak hesaplanmıştır. Bu değer kurulacak olan bilgisayar modelinden elde edilecek periyot değeri ile karşılaştırılacaktır.

5. HESAP MODELİNİN TANITILMASI

Bu bölümde kurulacak olan bilgisayar modeli ile ilgili ön bilgileri verilen hesap modelinin ayrıntıları açıklanmıştır.

Kurulan hesap modelinde aşağıda verilen bazı basitleştirmelere gidilmiştir:

- Modelde başlık kirişi gerçeğe uygun geometride çubuk eleman olarak atanmıştır.
- Köprü boyuna doğrultusunda, her bir açıklıkta 5 adet kutu kesit önerilmeli kiriş ve köprü tabliyesinden oluştuğu belirtilmiştir. Tabliye betonunun kirişlerle beraber ve tek bir kesit olarak çalışması sağlanmıştır. Bu özellikler bilgisayar modeline aktarılırken elemanların geometrik özellikleri elle hesaplandıktan sonra eşdeğer kesite sahip çubuk eleman olarak tanımlanmıştır.
- Daire kesitli kolon elemanlar yine çubuk olarak tanımlanmıştır.
- Gerçek sistemde açıklık kirişleri, elastomer mesnetlere, elastomer mesnetler de başlık kirişine oturmaktadır. Bilgisayar modelinde bu sistem doğrusal elastik yaylar aracılığı ile tanımlanmıştır.
- Gerçek sistemde deprem etkisi altında kirişlerin boyuna ve enine aşırı yer değiştirmelerini önlemek adına deprem takozları kullanılmıştır. Bu durum bilgisayar modeline “gap” (basınca çalışan boşluk elemanı) aracılığıyla aktarılmış ayrıca aynı durum elastik yaylarla da yinelenmiştir. Yayların her bir işlem adımındaki yer değiştirmeleri ölçülmüş ve bunlar sınır değerlerle karşılaştırılmıştır. Her iki yöntemde de programın denklem kararlılığını bozmayacak mertebede yüksek değerler girilerek bu şekilde deprem takozlarının gerçeğe yakın modellenmesi sağlanmıştır.
- Köprüde genişleme akslarının yerleri 2.Bölümde köprü özellikleri tanıtılırken belirtilmişti. Genleşme derzlerini sisteme tanıtabilmek için derz olmayan döşeme sürekliliğini sağlayan döşeme çubuk elemanı tanımlanmıştır. Derzlerin olduğu akslarda ise bu eleman kesintiye uğratılmış ve süreklilik kesilerek derz modele tanıtılmıştır.

- Önemli bir diğer nokta ise elemanların ağırlık merkezleri birleştiren ve girişim kesitleri tanımlayan kesimlerdir. Bu kesimlerde rijitliği taşıyıcı elemanlara nispeten fazla (sonsuz rijit) elemanlar tanımlanmış olup modelde fiktif eleman adıyla anılmaktadır.
- Köprüde sismik eleman olarak elastomerler, yani neopren mesnetler yer almaktadır. Elastomer boyutları 450mm x 450mm x 110mm ($h_{net} = 100 \text{ mm}$ – elastomer içinde yer alan plakalar hariç net kauçuk yüksekliği) olarak verilmiştir. Elastomer kayma modülü 750 kN/m^2 olarak alınmıştır (ASSHTO 14.6.5.2, 2002).

$$k_{elastomer} = \frac{G \times A_{elastomer}}{h_{net,elastomer}} \quad (5.1)$$

Buna göre elastomer yanal ötelenme rijitliği denklem (5.1)'e göre hesaplanmıştır.

$$\frac{0.45 \times 0.45 \times 750}{0.10} = 1518.75 \text{ kN/m}$$

Kirişlerin aynı uçta iki elastomer (neopren) mesnete oturması nedeniyle iki elastomerin paralel bağlı yaylar gibi çalışacağı dikkate alınabilir ve yanal ötelenme rijitliği $1518.75 \times 2 = 3037.50 \text{ kN/m}$ olan bir adet elastomer mesnet olarak modellenebilir.

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 yönlerdeki göre, sonucu etkilemeyecek şekilde yüksek girilmiştir. Diğer yerel eksenler için (U2 – Köprünün boyuna yönde, U3 Köprünün enine yönde) Denklem (5.1) ile tanımlandığı gibi hesaplanmıştır. Elastomer mesnetlerin SAP2000 programına link elemanlar ile tanıtılması Şekil 5.1 ve Şekil 5.2'de gösterilmiştir.

Ayrıca öngörilmeli kirişlerin oturduğu elastomerler arasında deprem takozlarının yer aldığı yuvalar mevcuttur ve tabliyenin hareketini boyuna yönde 10 cm ve enine yönde 5 cm ile sınırlandırmaktadır. Bunlar, nonlinear hesapta göz önüne alınabilen, yalnızca basınca çalışan boşluk elemanları (gap eleman) ile tanımlanmıştır. Bu sayede elastomerlerin serbestçe çalışabildiği köprü enine ve boyuna yönlerdeki yer

değiştirmeleri sınırlandırılmıştır. Deprem takozuna kiriş ve tabliyeden oluşan üstyapının çarpması modelde doğrusal olmayan özelliklerle çalışan bu elemanlara yüksek bir değer (örneğin köprü modelinde 1000000kN/m) girilerek aktarılmıştır. şekil 5.3’de sistemin çubuk elemanla temsili şematik olarak gösterilmiştir.

Link/Support Name: KA

Directional Control:

Direction	Fixed
☒ U1	☐
☒ U2	☐
☒ U3	☐
☐ R1	☐
☐ R2	☐
☐ R3	☐

Shear Distance from End J:

U2	U3
0.053	0.053

Units: KN, m, C

Stiffness Values Used For All Analysis Cases:

☒ Stiffness Is Uncoupled ☐ Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
100000	3000	40000			

Damping Values Used For All Analysis Cases:

☒ Damping Is Uncoupled ☐ Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0			

OK Cancel

şekil 5. 1 : Kenar ayak elastomer mesnetlerinin link eleman olarak tanımlanması

Link/Support Name: DA

Directional Control:

Direction	Fixed
☒ U1	☐
☒ U2	☐
☒ U3	☐
☐ R1	☐
☐ R2	☐
☐ R3	☐

Shear Distance from End J:

U2	U3
0.053	0.053

Units: KN, m, C

Stiffness Values Used For All Analysis Cases:

☒ Stiffness Is Uncoupled ☐ Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
100000	2500	40000			

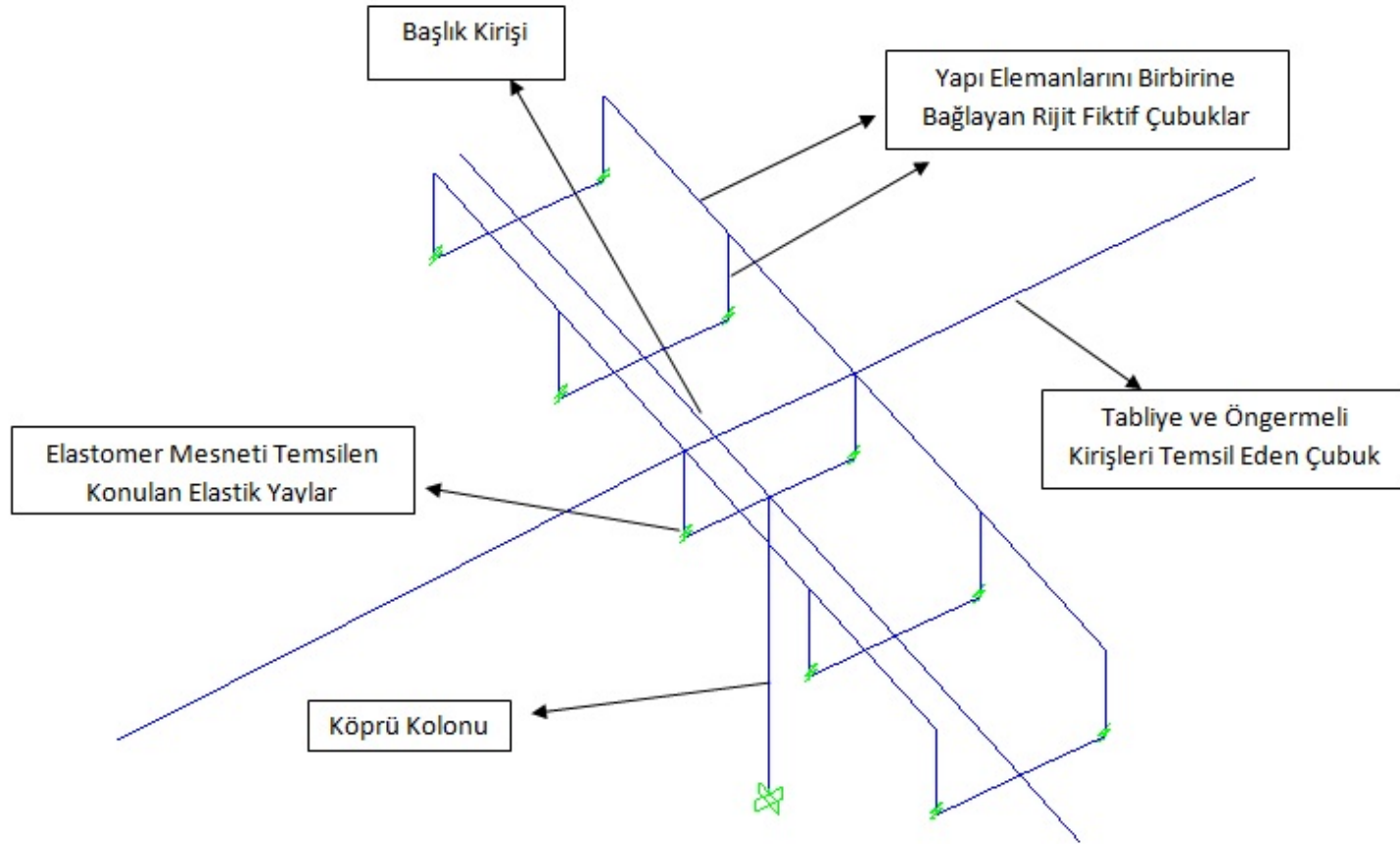
Damping Values Used For All Analysis Cases:

☒ Damping Is Uncoupled ☐ Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0			

OK Cancel

şekil 5. 2 : Orta ayak elastomer mesnetlerinin link eleman olarak tanımlanması



Şekil 5. 3 : Kurulan SAP 2000 modeli

6. KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ BULUNMASINDA KULLANILAN YÖNTEMLER

Şekil değiştirme ve yer değiştirmeye bağlı performansa kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletlerinin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletlerinin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, şekil değiştirme ve yer değiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır (Özer, 2008).

Bir yapının deprem yükleri altında göstereceği yer değiştirmeler 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 (Aydinoğlu, 2005).

6.1 Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri

Mevcut yapıların performans düzeyinin incelenmesi sürecinde, yapıdan tahmini deprem yükleri altında hedeflenmiş belirli davranışları göstermeleri istenmektedir. Bunlar; “Minimum” veya “Kontrollü Hasar” performans düzeyleri olarak tanımlanmaktadır (Aydinoğlu, 2005).

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

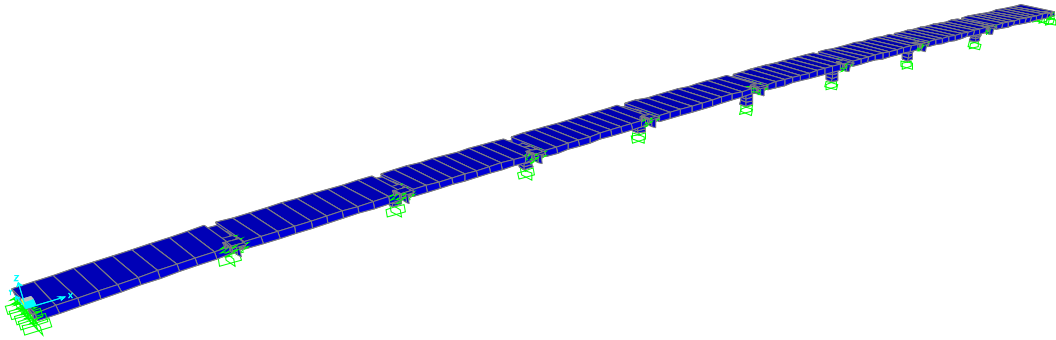
Tanımlanan bu büyüklükler;

- 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 köprünün 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 (Yüksel, 2007).

BF-1 Yükseltilmiş Üst Geçit Köprüsü’nün analizinde kullanılan, S1 ve S2 depremleri için köprü için özel olarak hazırlanan spektrumlar kullanılmıştır. Bu spektrumların elde edilmesi için köprü için özel olarak bir çalışma yapılmıştır. BF-1 Yükseltilmiş Üst Geçit Köprüsü’nün yukarıda belirtilen S1 ve S2 depremleri altında belirtilen performansı 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 köprü modeli

Doğrusal analiz için kurulan model, köprü ile aynı aks açıklığına, Bölüm 5’de açıklaması yapılan üstyapıya ve kolonlara sahip doğru eksenli bir köprü gibi modellenmiştir. Model kurulurken önce aks sistemi oluşturulmuş daha sonra sırasıyla kolonlar, başlık kirişleri ve son olarak tabliye ve döşeme kesitleri sistemi oluşturmuştur. Sistemde kolonların konsol olarak çalıştığı düşünülmüştür. Ayrıca kolonlar temel üst kotunda tanımlanmış ve alt ucu ankastre olarak modellenmiştir. Bu şekilde köprü üstyapısından gelen kesit tesirlerinin izlenmesi amaçlanmıştır. Köprü modellerinde temel için boyutlandırma veya kontrol aşamasında, temellere aktarılacak tesirler kolon alt uçlarından okunacak ve temel üst kotundan temele etkitilecektir. Bu amaca yönelik olarak kolonlar temele bağlandıkları bu düğüm noktalarında ankastre olarak tanımlanmışlardır. Bu çalışma temel ya da kazıklardan oluşan ayrı bir altyapı modeli kurulması açısından da üstünlük sağlamaktadır (Şekil 7.1)

Yapı analiz edilirken temeller sisteme dahil edilmemiş olup temel analizi modele sonradan dahil edilmiştir. Yapının temelleriyle beraber modellenmesi durumunda yapı periyodunun değişeceği ve kolonlarda oluşacak kesit tesirlerinin ise deprem spektrumunun eğilimden dolayı daha az çıkması, muhtemeldir.

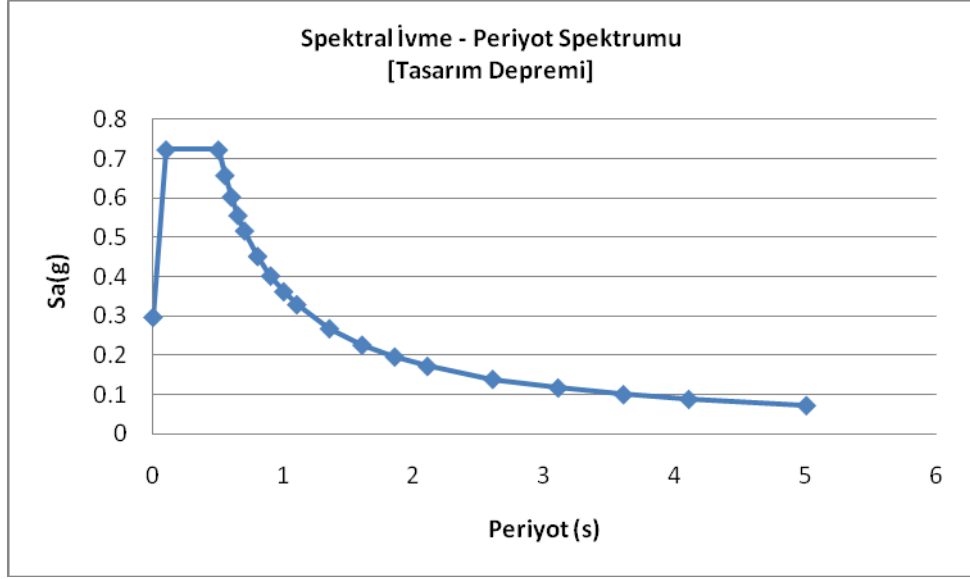
Yapı SAP2000 sonlu eleman analiz programı ile modellenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi, karmaşık olan yapısal problemlerin sayısal çözümü amacıyla geliştirilmiş güçlü bir yaklaşım yöntemidir. Bu yöntemde problemin fiziğine bağlı olarak hesaplanması gereken bilinmeyenler (genellikle yer değiştirmeler, dönmeler, eğrilikler...) sonlu eleman adı verilen ve sistemi temsil eden küçük parçaların birleşim noktalarındaki düğüm noktası serbestlikleridir. Çözüm için kullanılan yaklaşım fonksiyonları işlem kolaylığı düşünülerek genellikle polinom olarak seçilir. Seçilen polinomların derecesi ise çözülecek problemin matematik ve fizik modeline bağlıdır. Yapı kütlelerinin düğüm noktalarında toplanarak çözüme gidildiği de düşünüldüğünde sonuçların düğüm noktası sayısı ile etkileneceği dikkate alınmalıdır.

Köprü SAP2000 ile modellendikten sonra zemin sınıfına bağlı spektrumlar tanımlanmış, kendi ağırlığı altında analizi yapılmıştır. Depremlerli durum kombinasyonlarında ASSHTO 2002 Çizelge 3.22.1A (Şekil 7.3) uyarınca köprü tasarımında hareketli yükler katılmamıştır.

Köprü kolonlarının çatlamış kesit rijitlikleriyle çalışılmıştır. Çatlamış kesit hesabı hesabında eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda kesite ait etkin eğilme rijitlikleri kullanılmıştır. Etkin eğilme rijitlikleri XTRACT kesit analiz programıyla hesaplanmıştır.

Tasarım depremi olarak tanımlanan deprem spektrumu altında yapı elemanlarının kuvvete dayalı kontrollü analizi yapılmıştır. Spektrum spektral ivme – periyot grafiği olarak Şekil 7.2 de gösterilmiştir.

Doğru eksenli modellenen köprü sisteminde tasarım spektrumu, deprem spektrumu olarak girilmiş ve kesit tesirleri bu deprem yükleri altında okunmuş ve kesit dayanımları ile karşılaştırılmıştır. Kesit etkileşim diyagramları Şekil 7.8, Şekil 7.9, Şekil 7.10 ve Şekil 7.11’de görülmektedir.



Şekil 7.2 : Tasarım depremi için spektral ivme spektrumu

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

Şekil 7.3 : ASSTHO 2002'den alınan çizelge

7.2 Doğrusal Elastik Analiz

Doğrusal Analiz olarak modların birleştirilmesi yöntemi kullanılmıştır. Köprü için ASSHTO Bölüm 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 mevcut bir yapının değerlendirilmesinde

tasarım için kullanılan verilerin kullanılmasında sakıncalar vardır. “Z3 deprem spektrumuna dayanarak benzeştirilmiş spektrum eğrisi tasarım depremi için tanımlanan spektrum kullanılmıştır (Şekil 7.2). Deprem yükleri doğrusal olarak modellenen köprü modelinde köprünün boyuna ve enine yönde etkiltilmiştir. Ayrıca x ve y yönlerinde depremlerin ortak etkileri altında (etkitilen yöne dik yönde %30 katılımlı) kombinasyonlar oluşturulmuştur.

Köprü modeli doğrusal deprem analizi yapılırken modal analiz kullanılacaktır. Modal analiz yapılırken her bir mod için hesaplanan etkin kütle’lerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90’ından az olmaması gerekmektedir (DBYBHY, 2007). Modal kütle katılımının %90’ın altında kalmaması için köprü doğal titreşim periyotları SAP2000 kullanılarak RITZ yöntemiyle belirlenmiştir. Derzlerle ayrılmamış yüksek kolonlara sahip olmayan köprülerde ve köprülerde hakim periyot yapının boyuna doğrultusunda olmaktadır. Diğer hakim periyotların yapının enine ve yapı düşey ekseninde burulma şeklinde olması beklenmelidir. Ancak derzlerle ayrılmış olması ve güzergah üzerinde 300 m gibi uzun bir yapı olması dolayısıyla hakim periyodun derzlerle ayrılmış her kesimde farklı yönlerde çıkması da mümkündür.

Köprü modeli çubuk elemanlarla modellenmiş ve analizi doğru eksenli köprü modeli için yapılmıştır. Doğrusal analiz yapılarak köprü kolonlarında oluşan iç kuvvetler diğer analizlerle karşılaştırılmak amacıyla tablolastırılmıştır. Buna göre en büyük kesit tesirleri çizelgede doğru eksenli köprü modelleri için yer almaktadır.

Her bir kolon konsol olarak çalışmaktadır ve en büyük kesit tesirleri kolon alt ucunda meydana gelmektedir. Kolonlar daire kesitli olup kesit azaltması ve donatı azaltması yapılmadığı paftalara dayanarak bilinmektedir. Bunun için yalnızca kolon alt uçlarından kesit tesirleri okunmuştur.

Yapılan analiz neticesinde kesit tesirleri okunmuş ve en olumsuz olan kesit tesirleri çizelge halinde verilmiştir. Bu çizelgede tüm etkilerin, normal kuvvet, kesme kuvveti, her iki yönde eğilme momenti ve burulma momentinin, en olumsuzları verilmiştir. 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 sistemin kendi ağırlığından oluşan normal kuvvet (P) altında çizilen moment

etkileşim diyagramı altında incelenmiştir. Kolon kesit kapasiteleri hesaplanırken etkileşim diyagramlarından okunan dayanımları %30 arttırılır. Kapasitesi arttırılmış değer, kesitin plastik şekil değiştirme kapasitesi de göz önüne alan taşıyabileceği en büyük moment değeridir.

Sisteme gelen etkiler ve hesaplanan kesit kapasitesi kullanılarak, etki / kapasite değerleri hesaplanmıştır. Kolon kesitlerinin eğilme etki/kapasite oranları, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesit artık eğilme momentini kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesitin artık eğilme momentini kapasitesi, kesitin eğilme momentini kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan, eğilme momentinin farkıdır. Eğilme etki/kapasite oranlarının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır. (DBYBHY, 2007).

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

Yukarıdaki denklemde belirtilen değer hesaplanmasında amaç yapı elemanının hangi hasar bölgesinde kaldığının belirlenmesidir. Etki / kapasite oranının yer bir yapı elemanı için hesaplanmasından sonra DBYBHY, 2007’de verilen çizelgelerden ilgili yapı elemanı için belli parametrelere dayanarak seçilebilen hasar sınırlarına göre karşılaştırma yapılacaktır. Kolonlar için hasar sınırları belirlenirken elemana gelen normal kuvvet ve kesme kuvveti etkili olmaktadır.

7.3 Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları

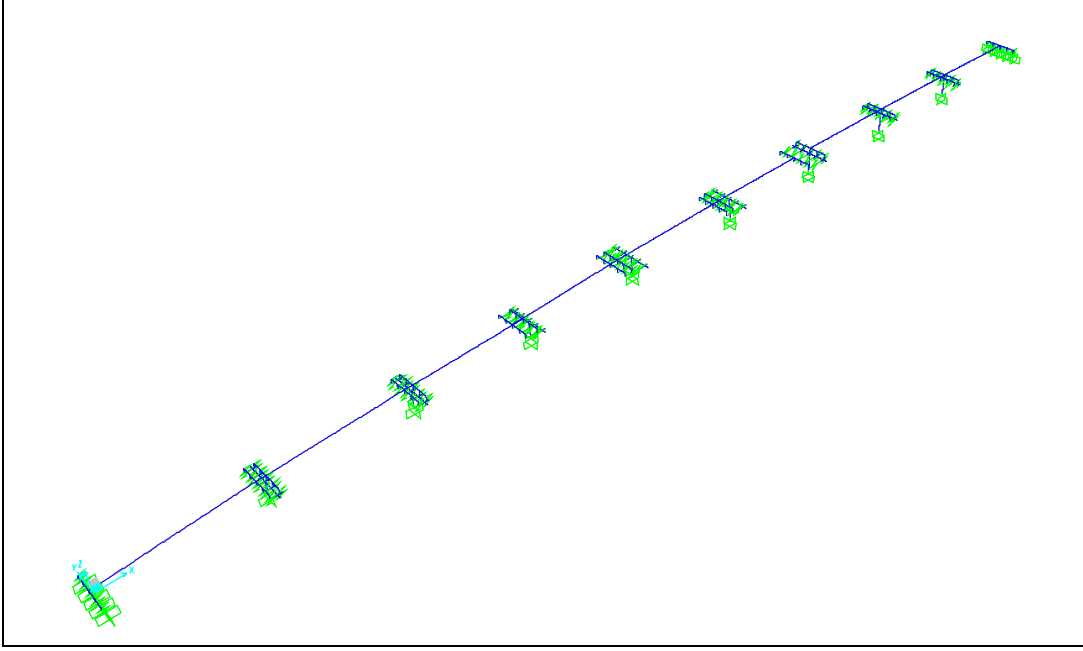
Doğrusal analizi yapılan köprünün periyotları ve modal kütle katılımları Çizelge 7.1’de verilmiştir. Kütle katılım değerleri incelendiğinde ilk 3 mod için boyuna yönde ve 4. mod’dan itibaren enine yönde de katılımın başladığı görülmektedir. 8. mod’dan itibaren ise düşey yönde katılım başlamıştır. Bunun nedeni yapının geometrisinin boyuna ve enine doğrultuların dışında diğer doğrultularda da kütleli katılıma olanak vermesidir. Ayrıca köprünün ilk dört periyoduna ait mod şekilleri Şekil 7.4, Şekil 7.5 ve Şekil 7.6, Şekil 7.7’de gösterilmiştir. Köprünün 1.mod şekli yapının boyuna, 2.ve 3. mod şekilleri yapının derzlerle ayrılmış kesimlerinde boyuna ve 4. mod şeklinde ise enine yönde çalıştığı görülmektedir.

Köprü modeli analiz sonuçları neticesinde elde edilen en büyük kesit tesirleri özet olarak Çizelge 7.2’de verilmiştir.

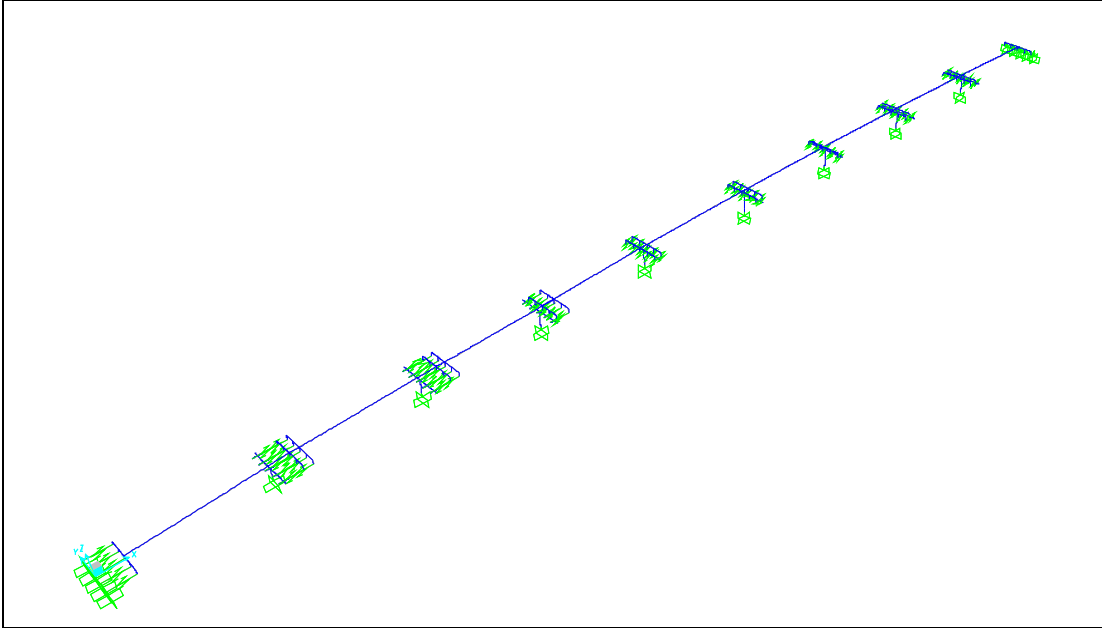
Kolon kesitlerinin belirtilen normal kuvvetler altında pekleşmeli kapasitelerinin belirlenmesinde kolon kapasitesinin çizdirilen moment etkileşim diyagramının %30 daha fazlasının alınabileceği belirtilmiştir (ASSHTO, 2002). Bu artırımda göz önüne alınarak kolon pekleşmeli kapasite değerleri hesaplanmış ve bu kapasitelere ait diyagramlar hazırlanmıştır.

Çizelge 7.1 : Doğru eksenli kurulan köprü modeli periyotları ve modal katılım oranları

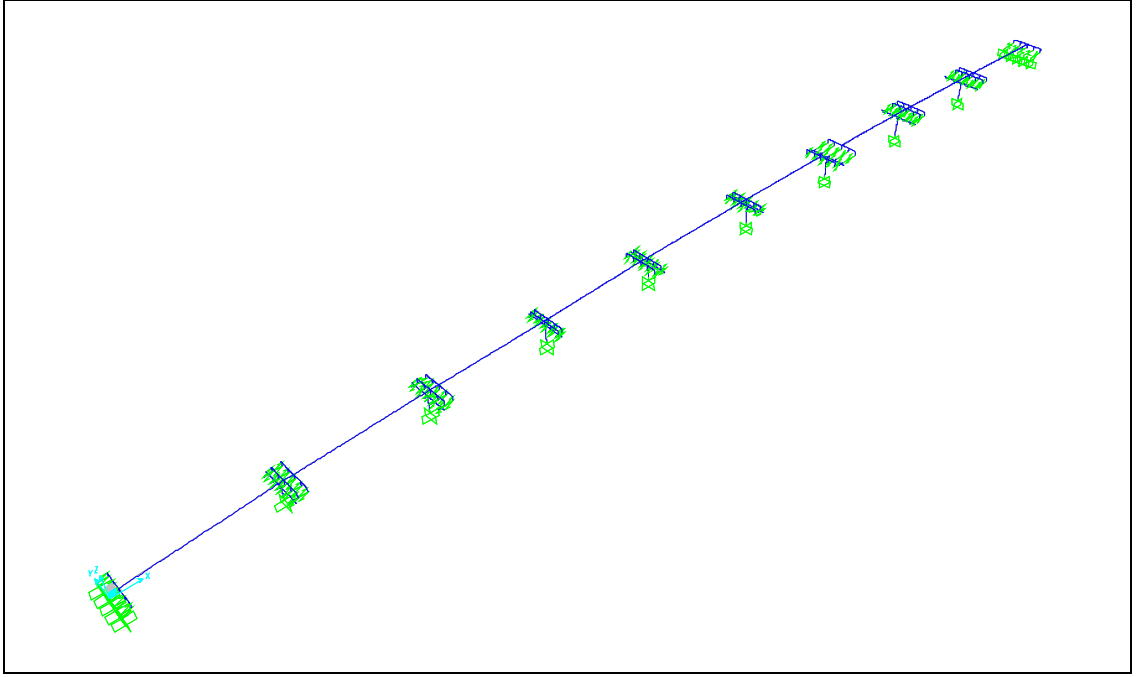
I Participating Mass Ratios												
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.179	0.461	0.000	0.000	0.461	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
MODAL	Mode	2	1.142	0.094	0.000	0.000	0.555	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
MODAL	Mode	3	1.140	0.304	0.000	0.000	0.859	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000
MODAL	Mode	4	0.653	0.000	0.475	0.000	0.859	0.475	0.000	0.704	0.002	0.632
MODAL	Mode	5	0.527	0.000	0.042	0.000	0.859	0.518	0.000	0.735	0.002	0.636
MODAL	Mode	6	0.456	0.000	0.248	0.000	0.859	0.766	0.000	0.938	0.002	0.808
MODAL	Mode	7	0.392	0.000	0.027	0.000	0.859	0.793	0.000	0.939	0.002	0.827
MODAL	Mode	8	0.356	0.000	0.000	0.101	0.859	0.793	0.101	0.939	0.003	0.827
MODAL	Mode	9	0.347	0.000	0.000	0.104	0.859	0.793	0.205	0.939	0.083	0.827
MODAL	Mode	10	0.343	0.000	0.082	0.000	0.859	0.875	0.205	0.974	0.083	0.883
MODAL	Mode	11	0.334	0.000	0.000	0.086	0.859	0.875	0.291	0.974	0.093	0.883
MODAL	Mode	12	0.316	0.000	0.016	0.000	0.859	0.891	0.291	0.974	0.093	0.892
MODAL	Mode	13	0.315	0.000	0.000	0.110	0.859	0.891	0.401	0.974	0.380	0.892
MODAL	Mode	14	0.312	0.000	0.000	0.001	0.859	0.891	0.403	0.974	0.385	0.892
MODAL	Mode	15	0.308	0.000	0.000	0.000	0.859	0.891	0.403	0.974	0.386	0.892
MODAL	Mode	16	0.300	0.000	0.000	0.139	0.859	0.891	0.542	0.974	0.634	0.892
MODAL	Mode	17	0.300	0.000	0.000	0.212	0.859	0.891	0.754	0.974	0.741	0.892
MODAL	Mode	18	0.295	0.000	0.000	0.006	0.859	0.891	0.760	0.974	0.762	0.892
MODAL	Mode	19	0.222	0.000	0.007	0.000	0.859	0.898	0.760	0.976	0.762	0.898
MODAL	Mode	20	0.202	0.000	0.000	0.000	0.859	0.899	0.760	0.977	0.762	0.901
MODAL	Mode	21	0.195	0.000	0.004	0.000	0.859	0.903	0.760	0.980	0.762	0.910
MODAL	Mode	22	0.186	0.016	0.000	0.000	0.875	0.903	0.760	0.980	0.762	0.910
MODAL	Mode	23	0.168	0.012	0.000	0.000	0.887	0.903	0.760	0.980	0.762	0.910
MODAL	Mode	24	0.161	0.014	0.000	0.000	0.901	0.903	0.760	0.980	0.762	0.910
MODAL	Mode	25	0.156	0.000	0.000	0.000	0.901	0.903	0.760	0.980	0.762	0.911
MODAL	Mode	26	0.152	0.000	0.000	0.000	0.901	0.903	0.760	0.980	0.762	0.911
MODAL	Mode	27	0.143	0.011	0.000	0.000	0.912	0.903	0.760	0.980	0.762	0.911
MODAL	Mode	28	0.141	0.000	0.000	0.000	0.912	0.903	0.760	0.980	0.762	0.911
MODAL	Mode	29	0.136	0.015	0.000	0.000	0.927	0.903	0.760	0.980	0.762	0.911
MODAL	Mode	30	0.129	0.000	0.000	0.000	0.927	0.903	0.760	0.980	0.762	0.912
MODAL	Mode	31	0.122	0.013	0.000	0.000	0.940	0.903	0.760	0.980	0.762	0.912
MODAL	Mode	32	0.115	0.000	0.001	0.000	0.940	0.905	0.760	0.980	0.762	0.913
MODAL	Mode	33	0.111	0.000	0.002	0.000	0.940	0.907	0.760	0.981	0.762	0.915
MODAL	Mode	34	0.106	0.006	0.000	0.000	0.946	0.907	0.760	0.981	0.764	0.915
MODAL	Mode	35	0.096	0.001	0.000	0.000	0.947	0.907	0.760	0.982	0.764	0.915
MODAL	Mode	36	0.094	0.020	0.000	0.000	0.967	0.907	0.760	0.982	0.764	0.915
MODAL	Mode	37	0.079	0.002	0.000	0.001	0.968	0.907	0.761	0.982	0.768	0.915
MODAL	Mode	38	0.066	0.000	0.026	0.000	0.968	0.932	0.761	0.989	0.768	0.949
MODAL	Mode	39	0.061	0.016	0.000	0.000	0.984	0.932	0.761	0.989	0.768	0.949
MODAL	Mode	40	0.056	0.000	0.020	0.000	0.984	0.953	0.761	0.993	0.768	0.981
MODAL	Mode	41	0.047	0.000	0.022	0.000	0.984	0.975	0.761	0.996	0.768	0.987
MODAL	Mode	42	0.034	0.001	0.000	0.000	0.985	0.975	0.761	0.996	0.768	0.987
MODAL	Mode	43	0.031	0.000	0.016	0.000	0.985	0.991	0.761	0.997	0.768	0.987
MODAL	Mode	44	0.015	0.011	0.000	0.000	0.996	0.991	0.761	0.997	0.768	0.987
MODAL	Mode	45	0.013	0.000	0.006	0.000	0.996	0.997	0.761	0.998	0.768	0.992



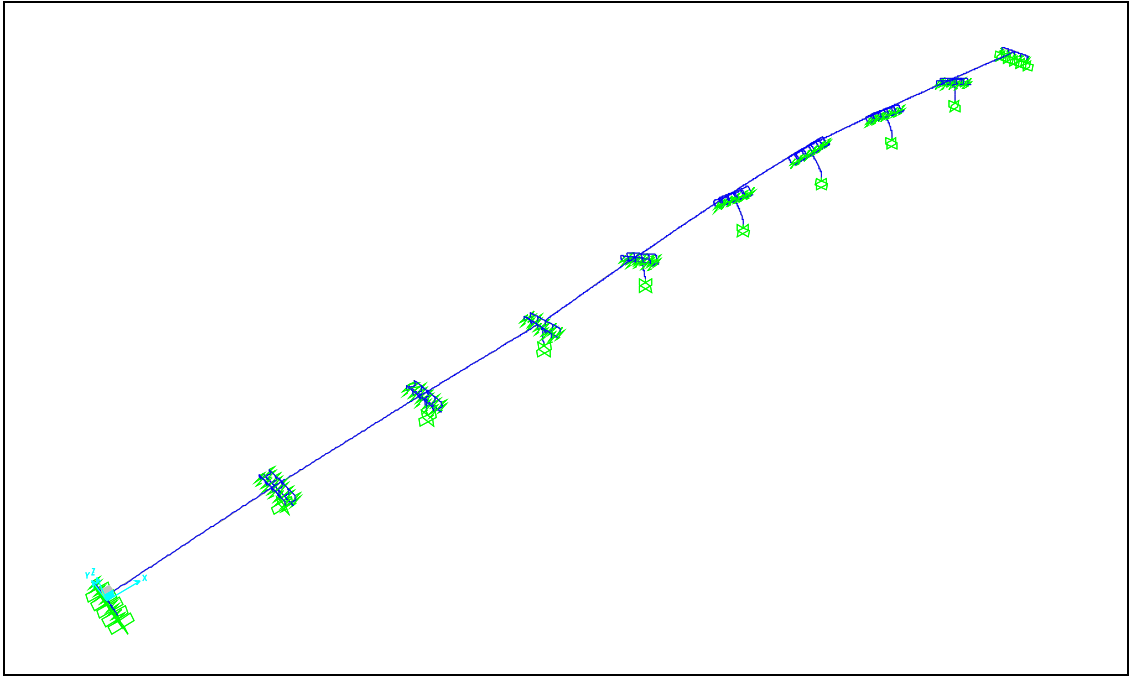
Şekil 7. 4 : Köprü 1. mod şekli



Şekil 7. 5 : Köprü 2.mod şekli



Şekil 7. 6 : Köprü 3.mod şekli



Şekil 7. 7 : Köprü 4.mod şekli

Köprünün doğrusal olarak analizi yapılırken yapıdaki hasar düzeyinin belirlenmesinde “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Çizelge 7.3” de belirtilen etki/kapasite oranları dikkate alınmıştır. Köprüde 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. Kolonlarda olumsuz haller depremlili yük durumları için oluşmaktadır. Buna göre kolonların etki kapasite oranları incelenmiş ve hasar sınırı belirlenmiştir. Bunun için ilgili elemanda en olumsuz moment yanında normal kuvvet ve kesme kuvveti de dikkate alınmıştır. Yapıda meydana gelebilecek hasar düzeyine bu şekilde karar verilebilir.

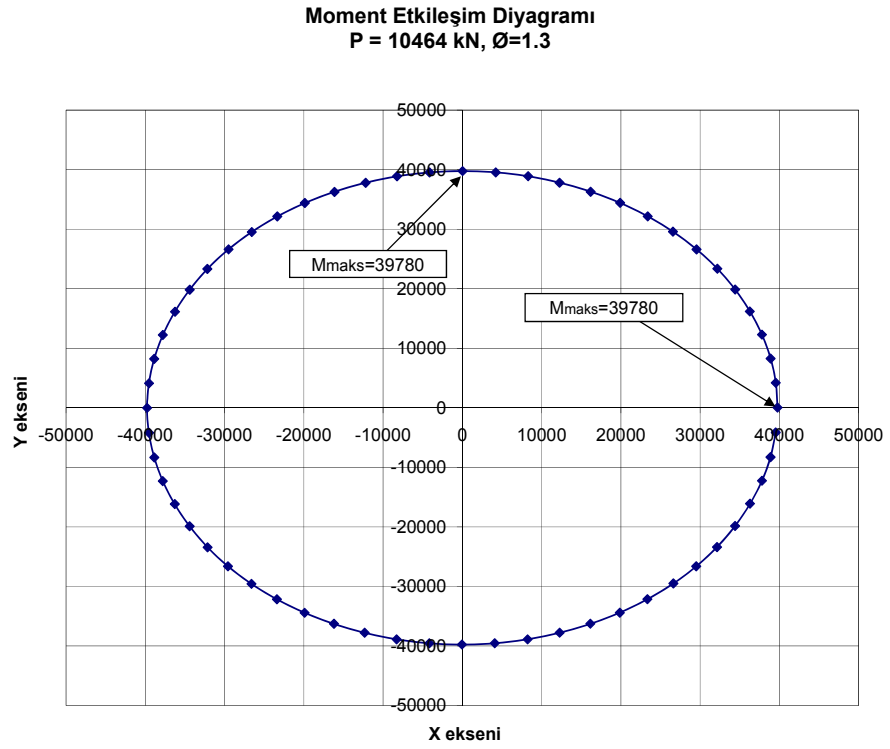
Köprü modelinden okunan en elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 7.2’de ve bu kesit tesirlerinin olduğu normal kuvvetler altındaki moment etkileşim diyagramları ile kolon kapasiteleri aşağıda yer almaktadır.

Çizelge 7. 2 : Doğru eksenli olarak modellenen köprü kolon en elverişsiz kesit tesirleri

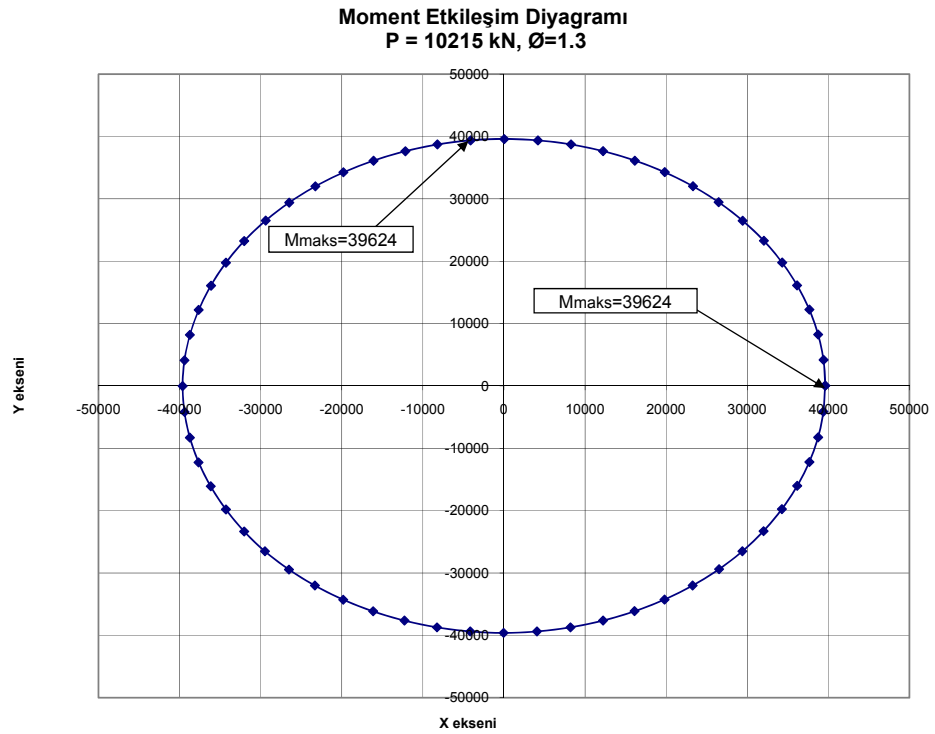
TABLE: Element Forces - Frames - Eski Hesap										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
468		0 COMB1	Combination	Min	-10464.158	-2701.368	-1990.618	-122.2791	-14835.038	-15745.393
464		0 COMB1	Combination	Min	-10215.089	-2765.515	-1812.666	-118.4688	-10840.551	-11717.361
472		0 COMB2	Combination	Max	-9269.243	751.349	8044.728	2402.093	58920.4488	4510.7963
484		0 COMB2	Combination	Min	-5517.508	-477.843	-2495.387	-2906.876	-13688.863	-5924.333

Çizelge 7. 3 : DBYBHY Tablo 7.3

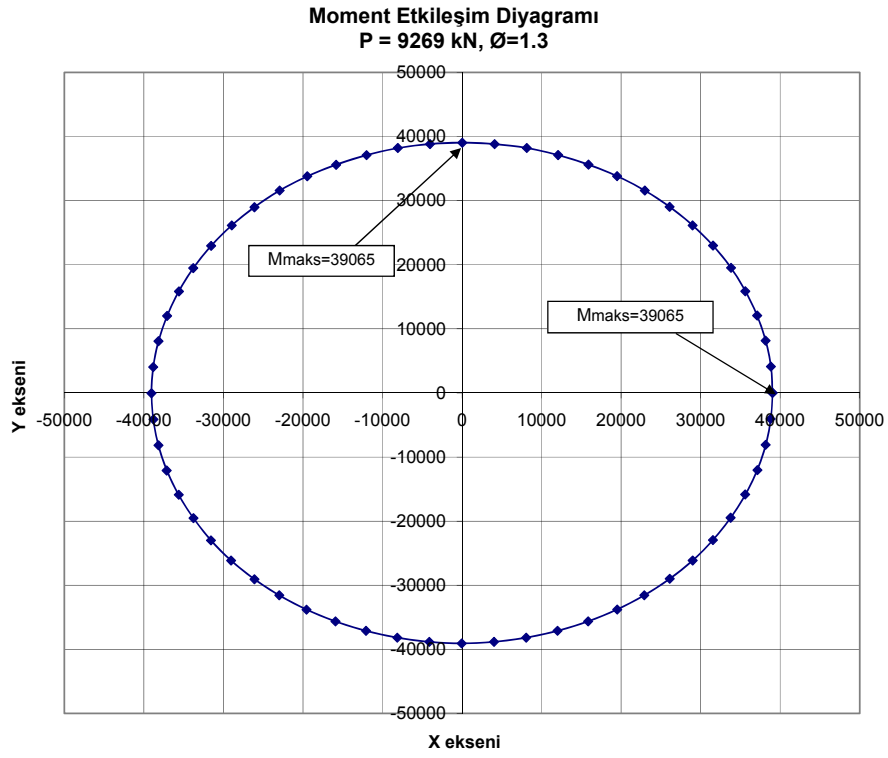
Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}^{(1)}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}^{(2)}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7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



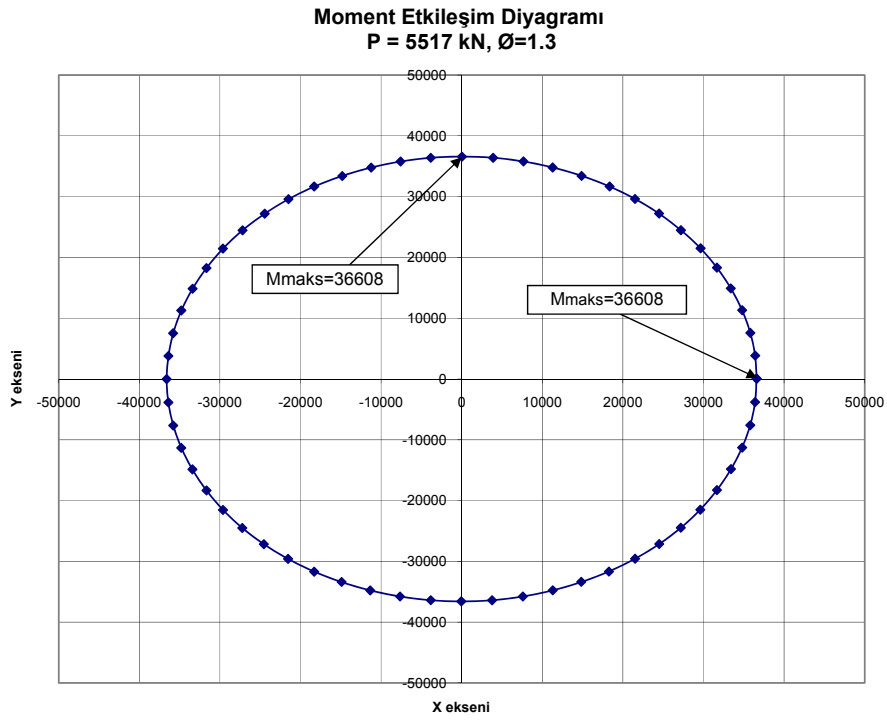
Şekil 7. 8 : 10464 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7. 9 : 10215 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7. 10 : 9269 kN normal kuvvet altında moment eğrilik diyagramı



Şekil 7. 11 : 5517 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı

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

Çizelge 7. 4 : Doğru eksenli olarak modellenen köprü 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		sargılama	HASAR	
	KN-m	KN-m			enine	boyuna		enine	boyuna
-10464.16	39754	39780	0.11	0.33	0.37	0.40	var	MH	MH
-10215.09	39611	39624	0.11	0.30	0.27	0.30	var	MH	MH
-9269.24	39065	39052	0.10	1.33	1.51	0.12	var	MH	MH
-5517.51	36595	36608	0.06	0.08	0.37	0.16	var	MH	MH

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

8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

8.1 Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi

Doğrusal olmayan analizin öncesinde, plastik mafsallık hipotezi gereği plastik davranışın yapı modelinde idealleştirilmesi söz konusu olmaktadır. Bu bağlamda bazı doğrusal olmayan özelliklerin tanımlanması ve ilgili elemanlara atanması gereklidir. Bu özellikler aşağıda gösterilmiştir;

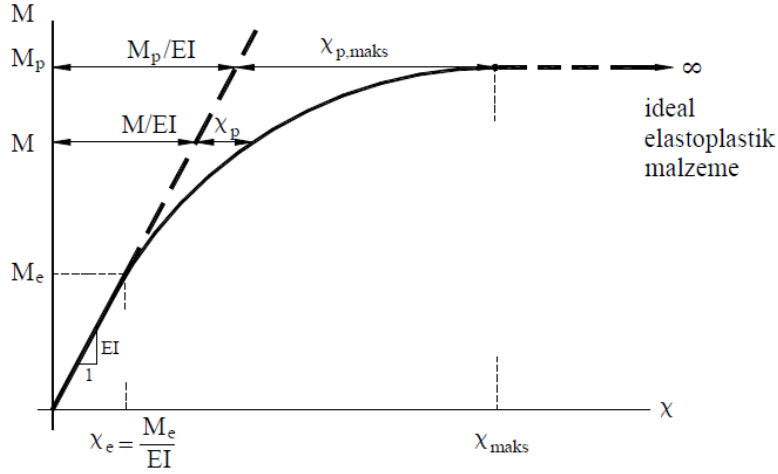
1. Köprü açıklık kirişlerinin, başlık kirişlerine oturduğu yerlerde kullanılan bazı özel elemanların belirlenmesi, (sismik sönümleyiciler, elastomer mesnetler vs.) Ayrıca üstyapının hareketinin sınırlayan deprem takozları ve serbestleştiren derzlerinin konumları ve boyutlarının tanıtılması, davranışın modellenmesi,
2. Plastik mafsallık oluşması muhtemel yerlerin ve plastik mafsallık boylarının belirlenmesi; Bunlar aşağıdaki gibi sıralanabilir;
 - a. Donatı bindirme kesimleri,
 - b. Donatı azaltılan bölgeler,
 - c. Sargılamanın değiştiği yerler gibi sıralanabilir.
3. Plastik mafsallık oluşması muhtemel kesimlerdeki Moment – Eğrilik ilişkisinin tanımlanması,
4. Çatlamış kesit rijitliklerinin taşıyıcı elemanlara atanması.

8.1.1 Plastik mafsallık hipotezi

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde, plastik mafsallık hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısılabilmektedir.

Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsallık adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal elastik davrandığı varsayılabilir. Bu hipoteze *plastik mafsallık hipotezi* denir.

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



Şekil 8. 1 : Eğilme momenti eğrilik diyagramı

Plastik mafsallarda, çubuk elemanı üzerinde l'_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmelerin

$$\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (8.1)$$

şeklinde, plastik mafsallarda tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır.

Burada, φ_p plastik mafsallarda dönmesini göstermektedir.(Denklem 8.1)

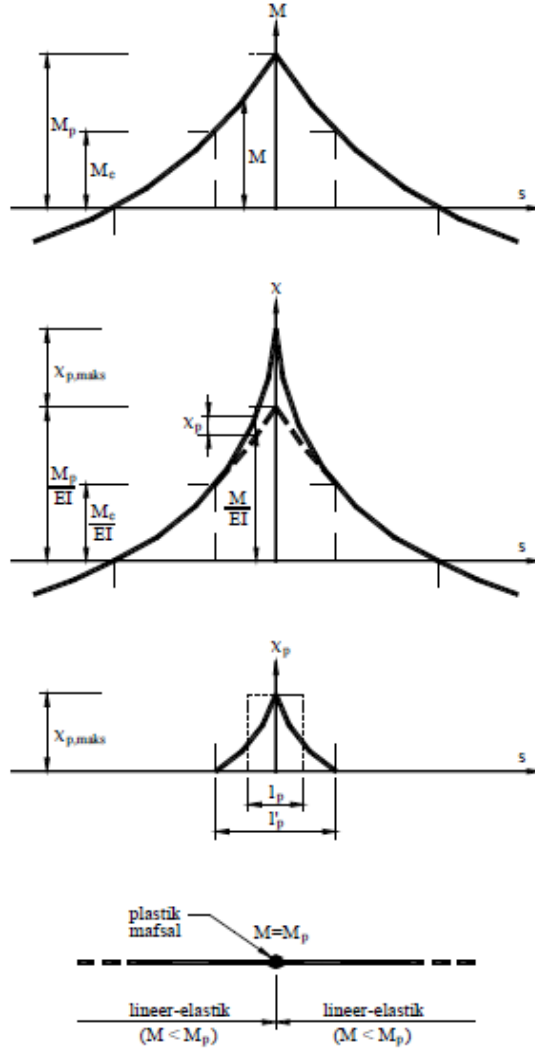
Plastik mafsallarda hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti - eğrilik bağıntısının;

$$M \leq M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (8.2)$$

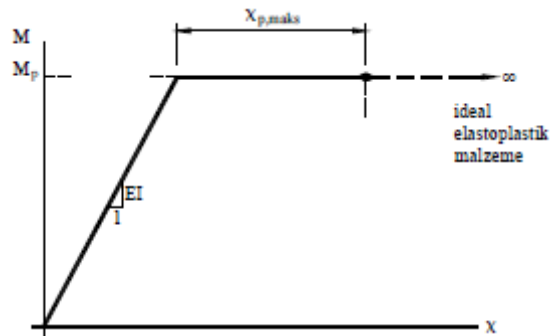
$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \rightarrow \chi_{p,maks} \quad (8.3)$$

şeklinde iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşılık gelmektedir (Şekil 8.3). Artan dış yükler altında plastik mafsallarda dönmesi artarak dönme kapasitesi adı verilen bir sınır değere eşit olunca, oluşan büyük plastik şekil değiştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelebilir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsallarda dönmelerinin dönme kapasitesine ulaşması ise,

yapının tümünün kullanılamaz hale gelmesine (işletme dışı olmasına), diğer bir deyişle göçmesine neden olmaktadır (Özer, 2008).



Şekil 8. 2 : Plastik mafsallın idealleştirilmesi



Şekil 8. 3 : İdeal elasto plastik malzeme moment eğrilik diyagramı

8.1.2 Plastik mafsal boyu

Yapının doğrusal olmayan analizinde plastik mafsal hipotezi kullanılacağından plastikleşmesi muhtemel bölgenin programa tanıtılması gerekmektedir. Bu konuyla ilgili çeşitli kaynaklarda farklı kabullere dayalı ampirik formüller verilmiştir. Bu tez kapsamında ise Caltrans Seismic Design Criteria 7.6.2 numaralı maddede belirtilen formül kullanılacaktır. Köprü kolonları için plastik mafsal boyu aşağıdaki gibi tanımlanmıştır (Denklem 8.4).

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} (mm, MPa) \quad (8.4)$$

f_{ye} : Donatı çeliği akma dayanımı

d_{bl} : Boyuna donatı çapı

L_p : Plastik mafsal boyu

L : Kolon boyu

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

Köprü modelinde plastik mafsal bölgesine kadar olan kesimde düğüm noktası oluşturulmuş böylelikle ilgili bölge incelenirken pratiklik sağlanmıştır. Normal kuvvetler zati yükler etkisinde okunmuştur. Konsol olarak modellenen kolonlarda yatay yükler altındaki küçük yer değiştirmelerde normal kuvvetin değişimi son derece küçük kalmaktadır.

Çizelge 8. 1 : Plastik mafsal boyları

Kolon Alt Ucundaki Plastik Mafsal boyları						
Aks	L	F _{ye}	d _{bl}	L _p		
	mm	MPa	mm	mm		
1	1504.000	420	32	416.00	<	591.36
2	2694.000	420	32	511.20	<	591.36
3	4008.000	420	32	616.32	>=	591.36
4	3560.000	420	32	580.48	<	591.36
5	5072.000	420	32	701.44	>=	591.36
6	5020.000	420	32	697.28	>=	591.36
7	4845.000	420	32	683.28	>=	591.36
8	4105.000	420	32	624.08	>=	591.36

8.1.3 Doğrusal olmayan elastik yöntemde kullanılan beton modeli

Beton için çeşitli araştırmacılarca birçok model önerilmiştir (Mander, Hognestad, Geliştirilmiş Kent ve Park, Saatçioğlu ve Razvi modelleri gibi).

Bu tez kapsamında beton matematiksel modeli olarak Mander ve Priestley tarafından tanımlandığı şekilde tanımlanmıştır. Bu model aynı zamanda DBYBHY’de de önerilmiş olan modeldir.

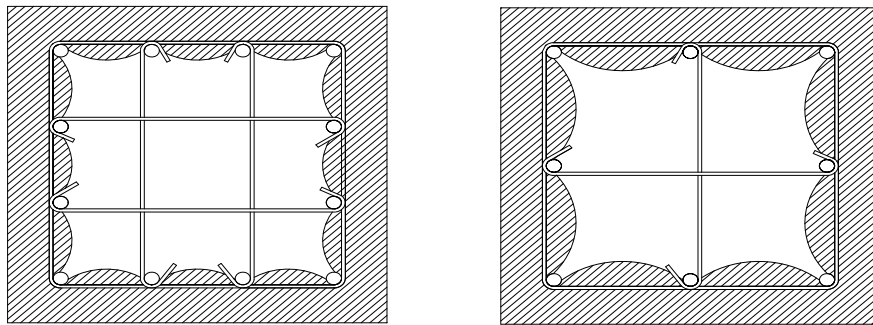
Plastik şekil değiştirmeleri elde edebilmek için kullanılacak malzeme modeli de Mander Beton Modeline göre kurulmuştur. Sargılı betonda basınç gerilmesi f_c olarak ve basınç birim şekil değiştirmesi ϵ_c olarak tariflenmiş; aralarındaki ilişki Denklem 8.5’de gösterilmiştir.

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

f_{cc} sargılı beton dayanımını göstermektedir. Sargısız beton dayanımı f_{co} ile gösterilmektedir (Şekil 8.4)

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

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



Şekil 8. 4 : Sargılama etkisi

Köprü kolonlarında hesaplanan plastik mafsallık boyları Çizelge 8.1’ de her aks için hesap değerleriyle verilmiştir. Belirtilen değerler SAP2000 hesap programına plastik mafsallık boyu olarak kolon üzerinde ayarlanmıştır.

f_e ; etkili sargılama basıncının dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için denklem (8.7) ve denklem (8.8) ile hesaplanan değerlerin ortalaması olarak alınabileceği belirtilmiştir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad (8.7)$$

$$f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (8.8)$$

Yukarıdaki ifadelerde geçen k_e katsayısı aşağıdaki ifade ile hesaplanmaktadır:

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (8.9)$$

ρ_x ve ρ_y ; x ve y doğrultularındaki hacimsel 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 8.5' 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 Denklem 8.10 ve Denklem 8.11 ile verilmektedir

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

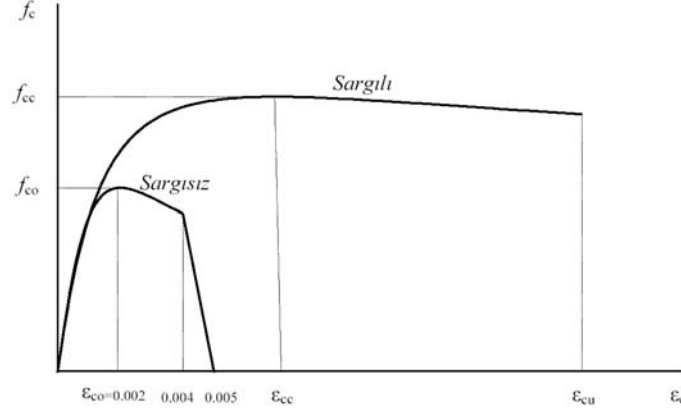
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}; \quad E_c \cong 5000 \sqrt{f_{co}} \text{ [MPa]}; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (8.11)$$

Sargılı beton maksimum şekil değiştirme kapasitesi ε_{cu} ile gösterilmiş ve aşağıdaki ifadeyle tanımlanmıştır (Denklem 8.12).

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

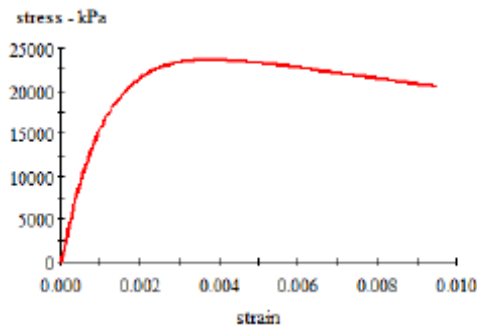
Bu bağıntıdaki ρ_s hacimsel donatı oranını ve ε_{su} enine donatı çeliğinin en büyük gerilme altında yapabileceği en büyük uzama şekil değiştirmesini ifade etmektedir. ε_{su} değerinin 0.02 den büyük elde edildiği durumlara özellikle dikkat edilmelidir. Bu

durum gerçeği yansıtmamaktadır. Bu yüzden $\varepsilon_{su} \leq 0.02$ olarak önerilebilir. Sargılamanın etkisinin Şekil 8.5’ de deprem yönetmeliğindeki Priestley ve Mander tarafından tanımlandığı şekliyle gösterilmiştir.

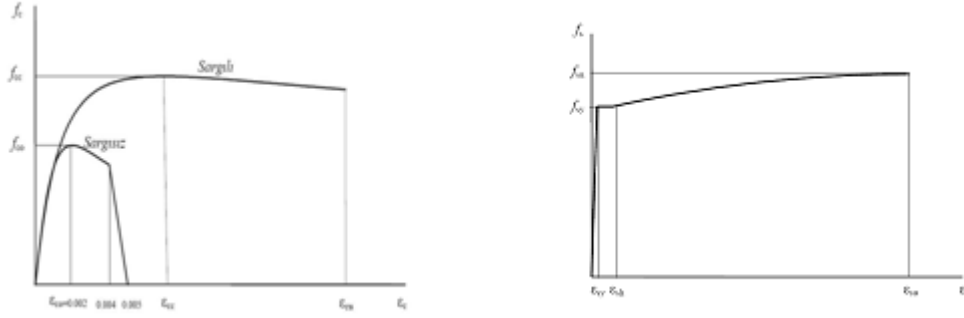


Şekil 8. 5 : DBYBHY 2007’e göre sargılı ve sargısız beton dayanımları değişimleri

Plastik mafsallı olacak kesitlerdeki özelliklerin belirlenmesi için yukarıdaki matematiksel model kurularak kesit özellikleri belirlenmiştir. İlgili veriler XTRACT programına girilmek üzere hazırlanmıştır. Bunlar; plastik mafsallı oluşması beklenen kesitlerin geometrisi, pas payları, beton ve donatı sınıfı sargılama durumu gibi parametrelerdir. Daha sonra doğrusal modelde belirlenen normal kuvvetler altında (konsol kolon yaklaşımı yapıldığından normal kuvvetin şekil değiştirmelerden etkilenmediği kabulü ile) kesitlerin moment eğrilik diyagramı çizilmiştir (Şekil 8.6)



Şekil 8. 6 : Mander beton modeline göre tanımlanmış sargılı C25 kolon dayanımı

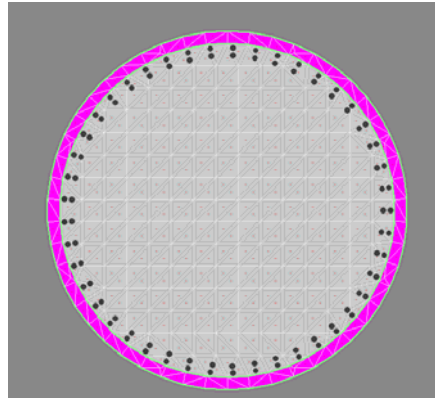


Şekil 8.7 : Beton ve donatı çeliği gerilme – şekil değiştirme diyagramları

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 ilişkisi Şekil 8.7 ve Çizelge 8.2’deki gibidir.

Çizelge 8.2 : Donatı çeliği karakteristik özellikleri

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



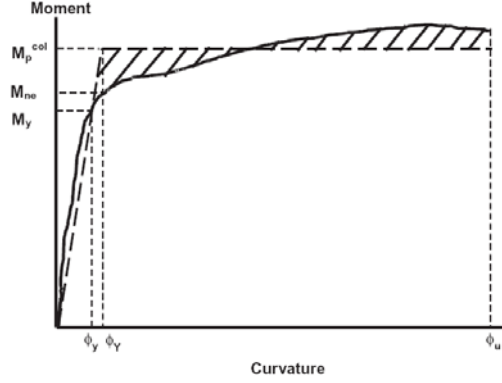
Şekil 8.8 : XTRACT Programı kolon enkesiti

Doğrusal Analiz sonucu plastik mafsall oluşması tahmin edilen kesitlerdeki(düğüm noktalarındaki) normal kuvvetler okunmuş ve bu normal kuvvetler etkisindeki moment eğrilik ilişkileri, efektif rijitlik değerleri XTRACT programıyla hesaplanmıştır (Şekil 8.8).

8.1.4 Moment eğrilik ilişkisi ve çatlamış kesit rijitlikleri

Plastik mafsall hipotezinde belirtildiği gibi plastikleşmesi beklenen kesitlerin moment – eğrilik ilişkisi tanımlanmalıdır. Bu ilişki kurulurken çelikteki pekleşme durumu

program tarafından göz önüne alınmaktadır. Kullanılan programdaki eğri eşit alanlar ilkesiyle elde edilmektedir (Şekil 8.9).Eşit alanlar ilkesi gereği ilgili eğri bilineer (iki doğrulu) şekilde idealize edilebilmektedir.



Şekil 8. 9 : Bilineer halde moment eğrilik ilişkisi

Moment eğrilik değerleri plastikleşmesi beklenen her bir eleman için analiz öncesinde ve analiz sonrasında kullanılacaktır. Analiz neticesinde modele tanıtılan plastik bölgelerdeki plastik dönmeler ile elastik dönmeler toplanacak buradan eğrilik değerine geçilecek nihayetinde yine moment eğrilik diyagramından beton ve çelik şekil değiştirmeleri okunacaktır. Bu değerlerin belirli sınırlar altında kalıp kalmadığı incelenecektir. Bu sebepten moment eğrilik diyagramının doğru bir biçimde belirlenmesi ve programa tanıtılması önemlidir.

Köprünün linear analizinden elde edilen, zati yükler altındaki normal kuvvet değerleri plastik mafsall oluşması beklenen kesitlerden okunmuş ve Çizelge 8.3 de gösterilmiştir. Bu çizelgedeki normal kuvvetler etkisinde XTRACT programı ile moment – eğrilik ilişkisi belirlenmiştir.

Çizelge 8. 3 : Plastik moment oluşması muhtemel kesitlerde okunan normal kuvvetler

MUHTEMEL PLASTİK MAFSAL NORMAL KUVVETLERİ				
TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
Text	m	Text	Text	KN
PM-01	0	DEAD	LinStatic	-10126
PM-02	0	DEAD	LinStatic	-9757
PM-03	0	DEAD	LinStatic	-9179
PM-04	0	DEAD	LinStatic	-9931
PM-05	0	DEAD	LinStatic	-10065
PM-06	0	DEAD	LinStatic	-9300
PM-07	0	DEAD	LinStatic	-9638
PM-08	0	DEAD	LinStatic	-9723

Kolonların konsol olarak çalışması nedeniyle depremli durumda kolon üst uçlarının yer değiştirmeleri küçük olduğundan ikinci mertebe etkiler açığa çıkmayacak, dolayısıyla normal kuvvet değişimi ihmal edilebilecek düzeylerde kalacaktır. Yani moment eğrilik ilişkisi belirlenirken yalnız zati yüklere karşı gelen moment – eğrilik ilişkileri tanımlanabilmektedir.

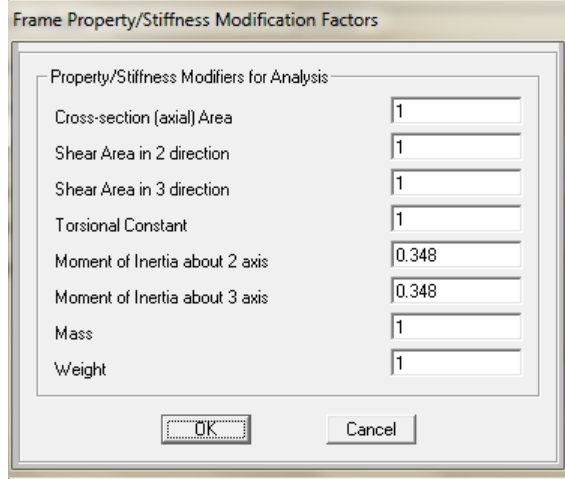
DBYBHY de önerildiği üzere kesitlerin çatlamamış kesit rijitliklerinin yerine çatlamış rijitliklerini almak daha gerçekçidir. Çatlamış kesit rijitlikleri çatlamamış kesit rijitliğinin %30' u mertebesine kadar düşebilmektedir. Şayet kesin bir hesap yapılmadıkça DBYYHY madde 7.4.13.de normal kuvvetler için %40 ile %80 arasında değişen değerlerin kullanılmasını önermektedir. Belirtilen zati yükler altındaki normal kuvvetler etkisinde moment – eğrilik ilişkilerinden faydalanarak XTRACT programından okunan çatlamış kesit rijitlikleri de (Etkili EI) Çizelge 8.4'de verilmiştir.

Çizelge 8. 4 : Çatlamış kolon kesit rijitlikleri

AKS NO	NORMAL KUVVET	BOYUNA YÖNDE	ENİNE YÖNDE
	KN	Nm2	Nm2
1	10126.05	1.41E+10	1.41E+10
2	9757.62	1.40E+10	1.40E+10
3	9180.27	1.39E+10	1.39E+10
4	9930.72	1.39E+10	1.39E+10
5	10064.87	1.40E+10	1.40E+10
6	9301.03	1.39E+10	1.39E+10
7	9638.23	1.40E+10	1.40E+10
8	9723.09	1.40E+10	1.40E+10

Hesaplanan çatlamış rijitlik değerlerinin köprü modeline tanıtılması gerekmektedir. 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 8.13). Bu durumun bilgisayar programına Şekil 8.10' da gösterildiği gibi oransal olarak tanıtılmıştır.

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

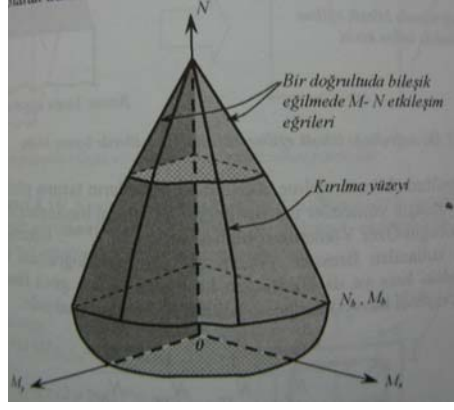


Şekil 8. 10 : Çatlamış kesit rijitliklerinin programa girilmesi

8.1.5 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 kolon yer değiştirmelerinin eksenel kuvvette değişime sebep olduğu sistemlerde akma yüzeyinin tanımlanması gerekli olmaktadır. SAP2000 bilgisayar programı bu şekilde akma yüzeylerinin tanımlanmasına imkan vermektedir. Oluşturulan plastik mafsallarda özelliğinde P-M2-M3 mafsalları (Normal kuvvet-enine moment-boyuna moment) seçilerek göz önüne alınabilmektedir. Ancak akma yüzeylerinin eleman bazında tanımlanması gerektiğinden zaman alıcı ve zahmetli olduğu açıktır.

Köprü modelinde kolonlar konsol çalıştığından sadece M2M3 mafsalları ile çalışmak mümkündür. Fakat eleman sayısının az olması ve gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edebilmek adına PM2M3 mafsalları seçilmiştir. Etkileşim yüzeyi tanımlanırken 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 aktarılabilir. Bu şekilde akma yüzeylerinin normal kuvvet değişimi de göz önüne alınabilmektedir (Şekil 8.11).



Şekil 8. 11 : Bileşik eğilmeye maruz kolonlarda akma yüzeyi

8.2 Statik İtme Analizi

8.2.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü ile hesap

Bu yöntemde taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı daha gerçekçi bir biçimde ele alınır. Buna karşılık yöntemin uygulanmasında taşıyıcı sisteme ait daha çok parametreye ihtiyaç duyulur. Bu durumda özellikle mevcut yapılar için bazen aşılması zor belirsizlikler ortaya çıkabilir. Ayrıca, doğrusal elastik çözüm yapan mevcut programlar kullanılamaz ve çok daha ayrıntılı hesap yapan programlara ihtiyaç duyulur. Doğrusal yönteme göre çözüm taşıyıcı sistemin düzensizliğinden daha çok etkilenir. Tahmin edileceği gibi elde edilecek sonuç ne kadar çok kabulle ortaya çıkıyorsa, güvenliği de o oranda daha az olacaktır. Bu yöntemin esasını oluşturan statik itme analizi olarak ifade edilen bu çözümün doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile önemli derecede farklılık gösterdiği bilinmektedir.

Şekil değiştirme ve yer değiştirme esaslı değerlendirmenin göz önüne alındığı bu yöntemde, belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için binadaki yerdeğiştirme talebine ulaşıldığında, binanın beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Bu yöntemin iki uygulaması mevcuttur. Bunlar artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, artımsal mod birleştirme yöntemidir (Celep, 2008).

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (*kümülatif*) değerler ve

son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanacaktır (DBYBHY, 2007).

Yapıya köprüye enine ve boyuna ayrı ayrı olmak üzere adım adım artan şiddetlerde eşdeğer deprem yükü uygulanır. Her adımda yapının tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvveti not edilir. Bu hesap ile taşıma gücünün sona erdiği duruma (veya sistemi labil hale getirene kadar) kadar devam edilir. Yapının tepe yer değiştirmesi istemi ile yapının şekil değiştirme kapasitesi ile arasında ilişki kurulur. Bu bilgiler kullanılarak yönetmelikte de verilen formülasyonlarla modal ivme ile modal yer değiştirme eksenleri tanımlanan şekillerde dönüşümler yapılarak elde edilebilir. Modal kapasite diyagramları çizilir ve yapının deprem yükleri altında spektral yer değiştirme kapasiteleri elde edilebilir.

Uygulamada statik itme analizinin aşamaları şöyle özetlenebilir: öncelikle köprünün kapasite diyagramı elde edilmeli, daha sonra yapıya etkitilen depremin istemi hesaplanmalı ve bu iki değer karşılaştırılarak ilgili yapının performansı belirlenmelidir. Köprüye yukarıda açıklandığı şekilde boyuna ve enine doğrultularda artan şiddetlerde kuvvet uygulanmış ve tepe yer değiştirmeleri ile taban kesme kuvvetleri arasındaki ilişki incelenmiştir. Her bir plastik mafsall oluşumu ve bu anlardaki tepe yer değiştirmesi not edilmiş, taban kesme kuvveti ile karşılıklı itme eğrileri elde edilmiştir. Bu diyagramlar yönetmelikte verilen formüllerle modal ivme modal yerdeğiştirme değerlerine dönüştürülmüş, spektral yer değiştirmeler ile spektral ivmeler arasındaki ilişkiler diyagramlar üzerinde incelenmiştir. Köprünün boyuna yöndeki ve enine yöndeki artan kuvvetler altındaki tepe yer değiştirmeleri eksen dönüşümleri yapılarak, S1, servis depremi; ve S2, en büyük deprem spektrumlarında spektral tepe yer değiştirmeleri ve bu yer değiştirmeler altında yapı elemanlarının şekil değiştirmeleri not edilmiştir.

Belirtilen S1 ve S2 depremleri altında hedef performans düzeylerini gösterip göstermediklerine karar verilmiştir.

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

(i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ Denklem (8.14)'den elde edilir.

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

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

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

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

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

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

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

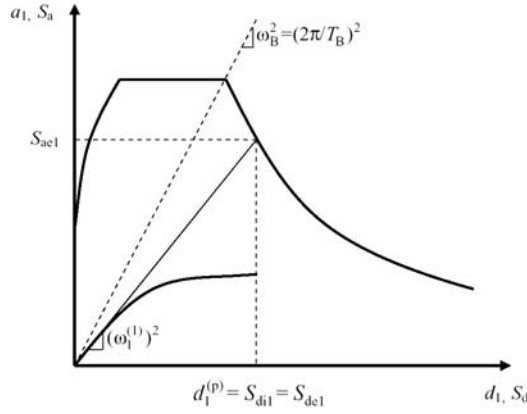
e. İtme analizi sonucunda modal kapasite diyagramıyla birlikte, elastik davranış spektrumu gözönüne alınarak, birinci mod şekline ait maksimum modal yer değiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{di1} 'e eşittir (Denklem(8.18)). Doğrusal olmayan spektral yer değiştirme, 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 yer değiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak Denklem (8.19) ile hesaplanır.

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

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

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

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



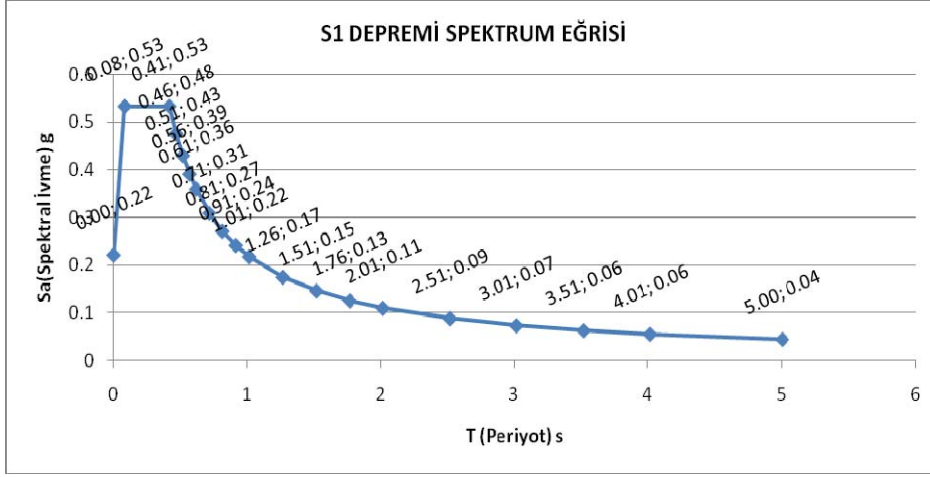
Şekil 8. 12 : İvme yerdeğiştirme ve spektral ivme ile spektral yer değıştirme ilişkileri, yapı davranışı

8.2.2 Statik itme analiz sonuçları

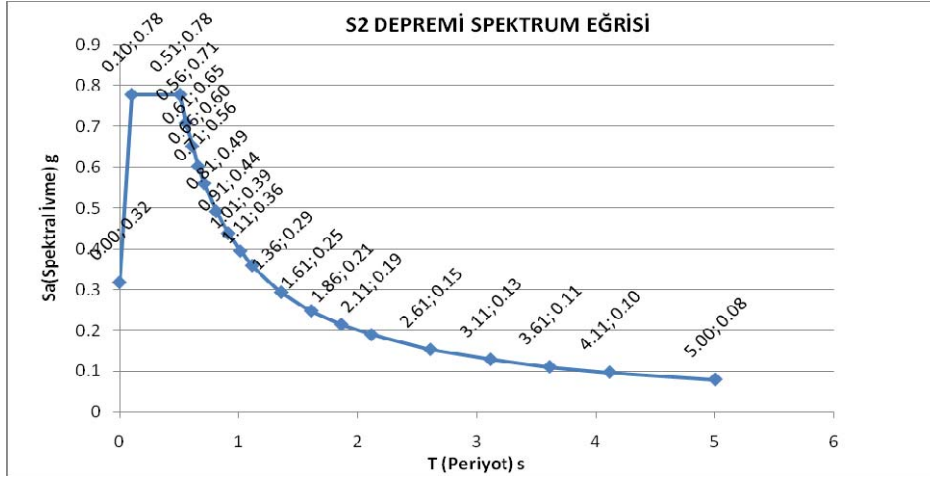
Köprü modeli için statik itme analizi yapılırken doğrusal analizde olduğu gibi doğru eksenli olarak modellenmiştir. Kurbta oluşturulan köprü modelinin statik itme analizi ile incelenmesi istendiği takdirde belirlenen bir kaç doğrultuda yapının itme analizi yapılmalıdır. Hatta tepe yer değıştirmelerinin incelenmesi için her ayakta ayak eksenlerine dik doğrultularda kuvvet uygulanması gerekebilir.

Köprü modelinin S1 (Dönüş periyodu 72 yıl - %50 olasılıklı) ve S2 (Dönüş periyodu 2475 yıl - %2 olasılıklı) deprem spektrumlarında, taban kesme kuvveti – tepe yer değıştirmesi ile spektral ivme – spektral yer değıştirme eğrileri SAP2000 analiz sonuçlarından okunmuştur.

Şekil 8.13 ve Şekil 8.14 ile gösterilen spektrum eğrileri köprü için özel olarak oluşturulmuştur. Büyükdere Yükseltilmiş Karayolu Köprüsü için oluşturulan spektral ivme – spektral yer değıştirme grafikleri Şekil 8.15, Şekil 8.16, Şekil 8.17 ve Şekil 8.18’de yer alan spektral ivme – periyot eğrilerinin dönüştürülmesiyle elde edilmiştir. Bu dönüşümün nasıl yapıldığı Bölüm 8.2.1’de açıklanmıştır.



Şekil 8. 13 : S1 Depremi spektral ivme – periyot eğrisi

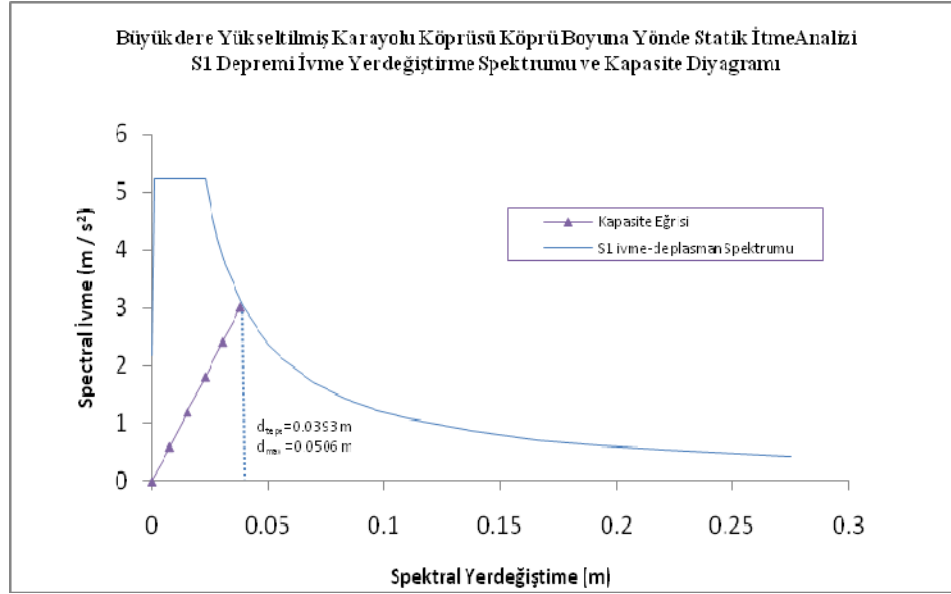


Şekil 8. 14 : S2 Depremi spektral ivme – periyot eğrisi

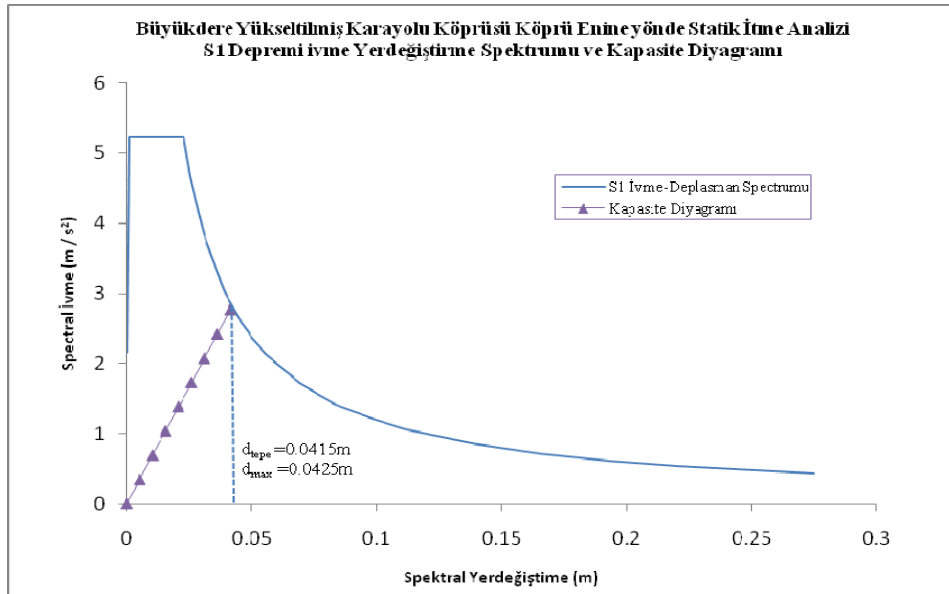
Bu spektrumlardan deprem istemin belirlenmesi için spektral ivme-spektral yer değiştirme dönüşümleri yapılmalıdır. Daha sonra bu dönüşüm grafiği köprünün kapasitesini belirleyen taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi grafiği ile üst üste çakıştırılmalıdır. Buradan depremin spektral yer değiştirme istemi belirlenmeli ve buradan Denklem (8.18) ile depremin talep ettiği tepe yer değiştirmesi belirlenmelidir. Bu hesaplar Çizelge 8.5, Şekil 8.15, Şekil 8.16, Şekil 8.17 ve Şekil 8.18 ile gösterilmiştir.

Çizelge 8. 5 : Tepe yerdeğiştirmeleri ve spektral yerdeğiştirmeler

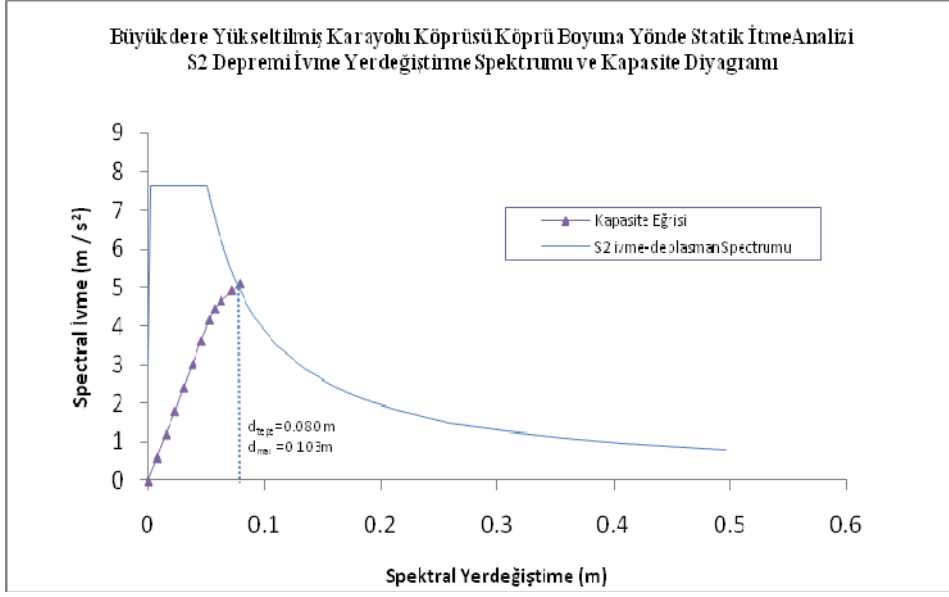
Deprem Spectrumu ve Yönü	dmaks(spektral yerdeğiştirme istemi)(m)	dtepe(tepe yerdeğiştirmesi)(m)
S1 köprü boyuna	0.0393	0.0506
S1 köprü enine	0.0415	0.0425
S2 köprü boyuna	0.0800	0.1031
S2 köprü enine	0.0903	0.0926



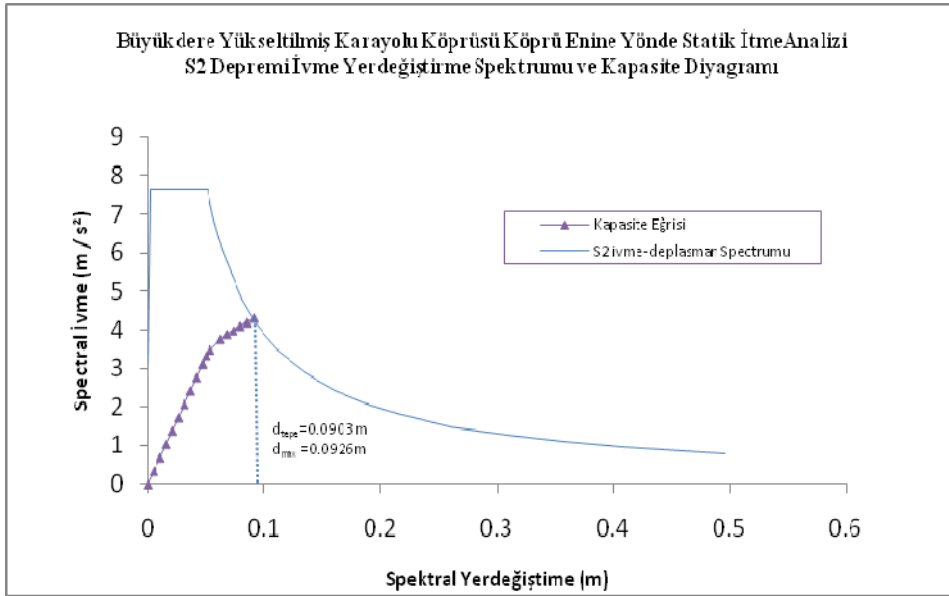
Şekil 8. 15 : S1 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı



Şekil 8. 16 : S1 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı



Şekil 8. 17 : S2 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı

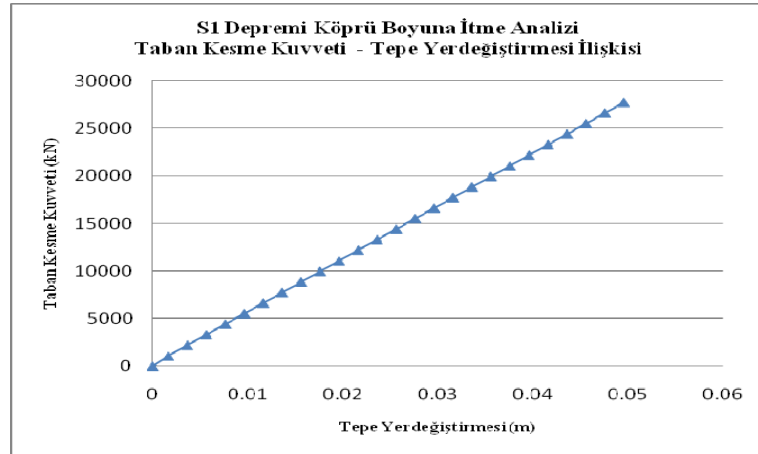


Şekil 8. 18 : S2 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yer değiştirme diyagramı

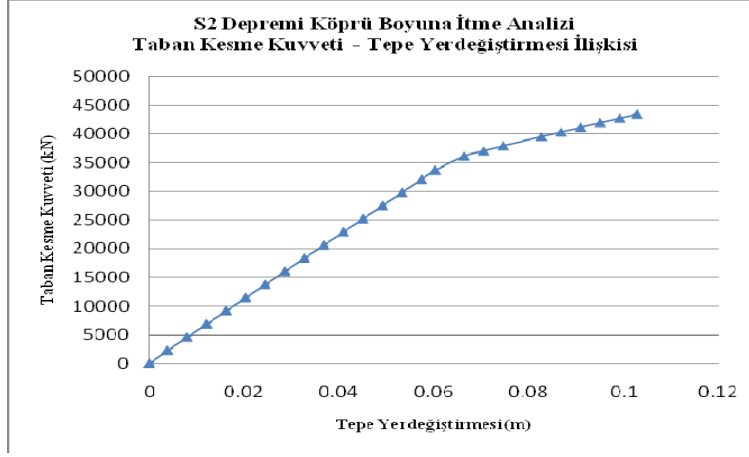
Yapı davranışı incelenirken, incelendiği doğrultudaki (boyuna veya enine) kenar ve orta ayaklarda yer alan takozları temsilen kullanılan “gap” boşluk elemanları kolonlarda meydana gelecek plastik şekil değiştirmeleri incelemek amacıyla kaldırılmıştır. Dolayısıyla incelenen enine ve boyuna yönlerdeki yer değiştirmeler deprem takozlarına olan enine 5 cm. ve boyuna 10 cm olan mesafelerden daha fazla çıkabilmektedir. İlgili yer değiştirmeler incelendikten sonra takozlar gap eleman

yerine elastomer mesnetlerin rijitlikleri ile oynanarak sınırlanmıştır. Bunun için birkaç iterasyon yapılmış ve enine 5, boyuna 10 cm olacak şekilde ayarlanmıştır.

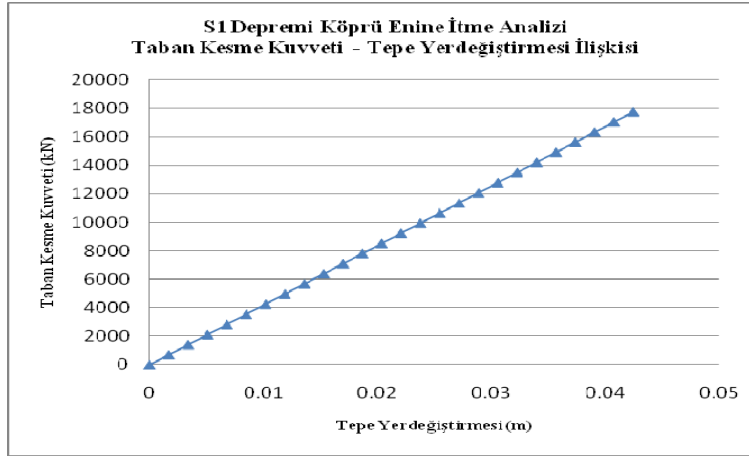
Statik itme analizinde sistemin yatay yük kapasite eğrisini temsil eden taban kesme kuvveti – yer değiştirme eğrisi her bir deprem talebi için de depremin düzeyi ve yönü dikkate alınarak çizilebilmektedir. Böylelikle deprem isteminin en büyük olduğu anda sistemde meydana gelen taban kesme kuvveti ve yer değiştirme değeri belirlenebilmektedir. Köprü taban kesme kuvveti ile tepe yer değiştirmesi 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 eğriliklere bağlı olarak beton ve çelikteki şekil değiştirme durumları yapılan analizler sonucunda belirlenmiştir. Taban kesme kuvveti ile tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi her bir deprem durumuna göre Şekil 8.19, Şekil 8.20 ,Şekil 8.21 ve Şekil 8.22’de verilmiştir.



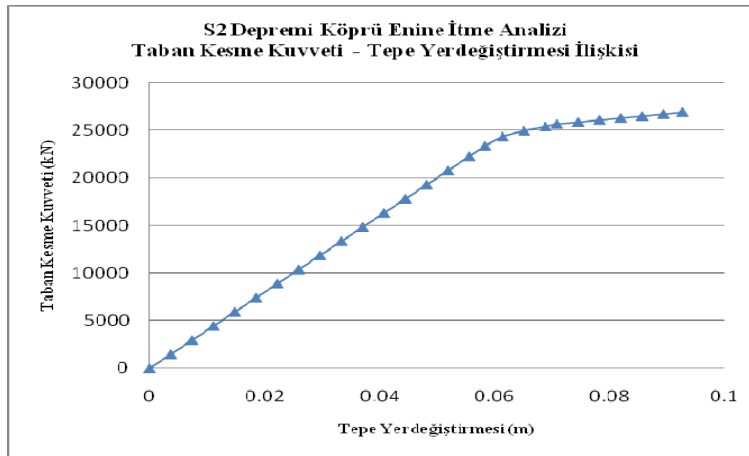
Şekil 8. 19 : S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



şekil 8. 20 : S2 depremi köprünün boyuna doğruştusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



şekil 8. 21 : S1 depremi köprünün enine doğruştusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



şekil 8. 22 : S2 depremi köprünün enine doğruştusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Şekil değiştirme sınırları için farklı yönetmeliklerin sınır değerleri bulunmaktadır. Bu tez kapsamında kolonlarında okunan elastik ve plastik toplam şekil değiştirmeler AYDINOĞLU'nun raporunda belirtilen betonarme kesitler için şekil değiştirme sınırları ile karşılaştırılmıştır. Köprü kolonları için minimum hasar ve kontrollü hasar düzeylerinde beton ve çelik için verilen sınır şekil değiştirmeler her kesit ve kesitteki malzemeler için ayrı ayrı değerlendirilmelidir. Sözü edilen betonarme kesitler için şekil değiştirme sınırları Çizelge 8.6'da verilmiştir.

Çizelge 8. 6 : 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

Analizler neticesinde, S1 ve S2 deprem istemleri meydana gelen toplam elastik ve elastik olmayan dönmeler okunmuştur. Okunan bu değerler plastik mafsallara bölünerek eğrilik değerleri elde edilmiş ve toplam eğrilik değerlerinin XTRACT programı vasıtasıyla çelik ve betonda ne kadar şekil değiştirmeye sebep oldukları incelenmiştir.

- S1 Depremi düzeyinde köprünün boyuna yönünde, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler ve eğrilik değerleri Çizelge 8.7' dan görülmektedir. Toplam eğrilik değerleri incelendiğinde plastik mafsallarda dönmeleri elastik sınır içinde kaldığı ve plastikleşme meydana gelmediği görülmektedir.

Çizelge 8. 7 : S1 deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P	M3	θp	Lp	φp	φy	φt
		kN	kNm	rad	m	1/m	1/m	1/m
P1	PUSHX	-10213.8	-8139.82	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P2	PUSHX	-9750.11	-11023.9	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P3	PUSHX	-9186.41	-13973.8	0	0.616	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P4	PUSHX	-9923.67	-12823.2	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P5	PUSHX	-10040.5	-14245.1	0	0.701	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P6	PUSHX	-9287.59	-16064.5	0	0.697	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P7	PUSHX	-9655.19	-15008.2	0	0.683	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P8	PUSHX	-9708.02	-14467.9	0	0.624	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	

- S1 Deprem düzeyinde köprünün enine doğrultusunda, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Çizelge 8.8’de gösterilmiştir. Toplam eğrilik değerleri incelendiğinde plastik mafsal dönmeleri elastik sınır içinde kaldığı ve plastikleşme meydana gelmediği görülmektedir.

Çizelge 8. 8 : S1 deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P kN	M3 kNm	θ_p radyan	Lp m	ϕ_p 1/m	ϕ_y 1/m	ϕ_t 1/m
P1	PUSHX	-10130.7	-198.164	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P2	PUSHX	-9757.33	-243.088	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P3	PUSHX	-9180.19	-73.6031	0	0.616	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P4	PUSHX	-9929.85	127.9916	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P5	PUSHX	-10063.8	-43.2528	0	0.701	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P6	PUSHX	-9299.41	62.3838	0	0.697	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P7	PUSHX	-9637.77	103.9575	0	0.683	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P8	PUSHX	-9726.4	141.9834	0	0.624	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	

- S2 Deprem düzeyinde köprünün boyuna doğrultusunda, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Çizelge 8.9’da görülmektedir.

Çizelge 8. 9 : S2 deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P kN	M3 kNm	θ_p radyan	Lp m	ϕ_p 1/m	ϕ_y 1/m	ϕ_t 1/m
P1	PUSHX	-10285.3	-13186.5	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P2	PUSHX	-9753.3	-17864.3	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P3	PUSHX	-9261.82	-19777.6	0.004499	0.616	0.007304	0.00214	0.00945
P4	PUSHX	-9961.48	-19291.5	0.00377	0.591	0.006379	0.00215	0.00853
P5	PUSHX	-10040.5	-18966	0.004665	0.701	0.006655	0.00216	0.00881
P6	PUSHX	-9306.37	-19877.7	0.007094	0.697	0.010178	0.00215	0.01232
P7	PUSHX	-9755.61	-19536.7	0.00557	0.683	0.008155	0.00215	0.01031
P8	PUSHX	-9708.02	-19592.1	0.005417	0.624	0.008681	0.00215	0.01083

- S2 Deprem düzeyinde köprünün enine doğrultusunda, kolonlarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Çizelge 8.10’da görülmektedir.

Çizelge 8. 10 : S2 deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

AYAK ADI	YÜKLEME	P kN	M3 kNm	θ_p radyan	Lp m	ϕ_p 1/m	ϕ_y 1/m	ϕ_t 1/m
P1	PUSHX	-10130.7	-9524.39	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P2	PUSHX	-9757.36	-14814.2	0	0.591	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P3	PUSHX	-9180.19	-17667.8	0	0.616	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	
P4	PUSHX	-9930.24	-19220.5	0.002683	0.591	0.00454	0.00216	0.00670
P5	PUSHX	-10064.6	-19217.6	0.005467	0.701	0.007799	0.00216	0.00996
P6	PUSHX	-9299.41	-19884.5	0.007184	0.697	0.010307	0.00215	0.01245
P7	PUSHX	-9637.77	-19165.3	0.003867	0.683	0.005662	0.00215	0.00781
P8	PUSHX	-9726.97	-16665.5	0	0.624	0	Elastik Değeri Geçmemiştir	

Yukarıda verilen dönme ve eğrilik değerleri Çizelge 8.11’ de özet olarak verilmiştir. Buna göre köprü 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.

S1 deprem senaryosu altında köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi sonucunda yapı elemanlarında plastik şekil değiştirmeler gerçekleşmediği için toplam eğrilik değeri olarak köprü kolonlarında gerçekleşebilecek en büyük elastik şekil değiştirmeler yazılmış ve aşağıdaki Çizelge 8.11’in doldurulmasında maksimum elastik eğrilik değeri girilmiştir.

Çizelge 8. 11 : S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekildeğiştirme karşılaştırma çizelgesi

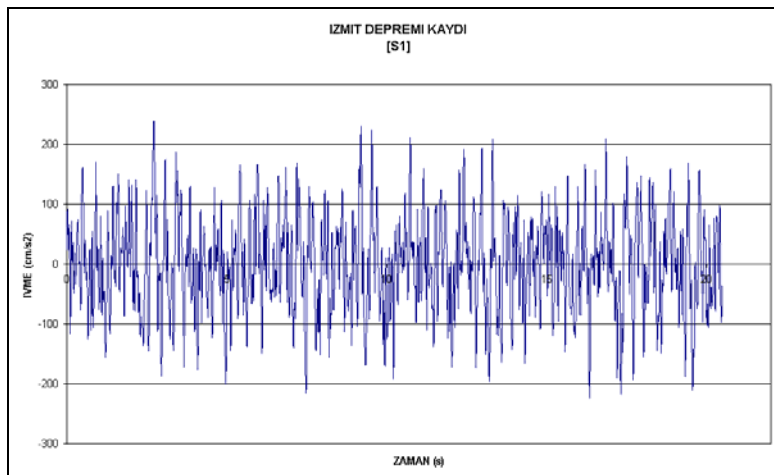
Orta ayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		Tüm Orta Ayaklar			
Derprem Senaryosu	Değer	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 depremi Enine
Plastik Dönme	θ	0	0.001232	0	0.001245
Plastik Mafsalsal Boyu	Lp	0.697	0.697	0.697	0.697
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.010178	0.000000	0.010307
Elastik Eğrilik	κ_e	0.002150	0.002150	0.002150	0.002150
Toplam Eğrilik	κ	0.002150	0.012328	0.002150	0.012457
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirmesi	ϵ_c	0.00159	0.00715	0.00159	0.00714
Çelik Birim Şekil Değiştirmesi	ϵ_{st}	0.00314	0.01816	0.00304	0.018
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	0.06	0.015	0.06

Şekil değiştirme esasına dayanan yapı performansının belirlenmesinde kontrol edilen değerler yukarıdaki gibi özetlendikten sonra köprü kolonlarının S1 ve S2 deprem senaryoları altında kabul edilebilir sınırlar altında kaldıkları görülmüştür.

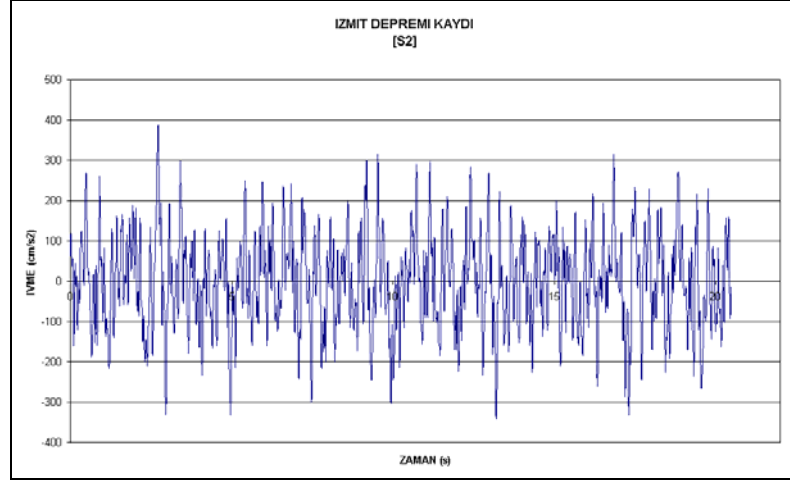
8.3 Zaman Tanım Alanında Hesap

Zaman tanım alanında hesap yönteminde, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak kabul edilen bir deprem hareketi altındaki taşıyıcı sistem hareket denklemi sayısal olarak çözülerek doğrusal davranışta olduğu gibi, sistemin bütün elastik ve plastik şekil değiştirmeleri, yer değiştirmeleri ve kesit iç etkileri zamana bağlı olarak hesaplanır. Daha sonra statik itme analizine benzer şekilde sistemde oluşan plastik mafsallarda dönmeleri, beton ve donatının birim uzama/kısalma talepleri belirlenir. Çözümü en kapsamlı olan bu yöntemde, kabullerin çok sayıda olması sonuçların yorumlanmasında özenli olmayı gerektirir. Ayrıca seçilen deprem kaydının yönetmelikte verilen spektrum eğrisi ile uyuşması ve olabildiğince çok sayıda kayıtlarla çözüm yapılması gerekir (Celep, 2008). Zaman tanım alanında hesap doğrusal olmayan dinamik analiz için, özellikle sismik aygıtların kullanıldığı yapılarda, kullanılabilir tek yöntemdir (Priestley, 1996).

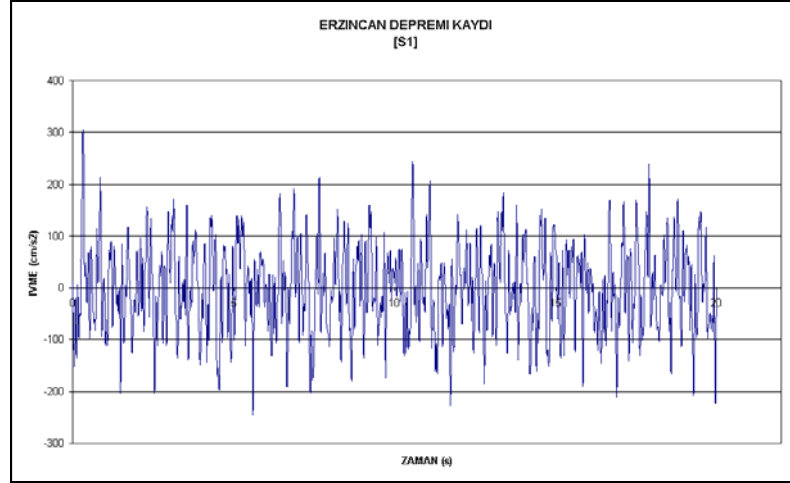
Köprü kolonlarındaki plastik mafsallarda meydana gelen şekil değiştirmelerin S1 ve S2 deprem senaryolarına benzeştirilmiş deprem kayıtları altında izlenmesi ve bu sonuçların karşılaştırılmaları yapılmıştır. Deprem kayıtları İzmit, Erzincan ve San Fernando Deprem Kayıtlarının için özel olarak benzeştirilmesiyle elde edilmiştir. Bu deprem kayıtlarının grafiksel gösterimi Şekil 8.23, Şekil 8.24, Şekil 8.25, Şekil 8.26, Şekil 8.27 ve Şekil 8.28’de ile verilmiştir.



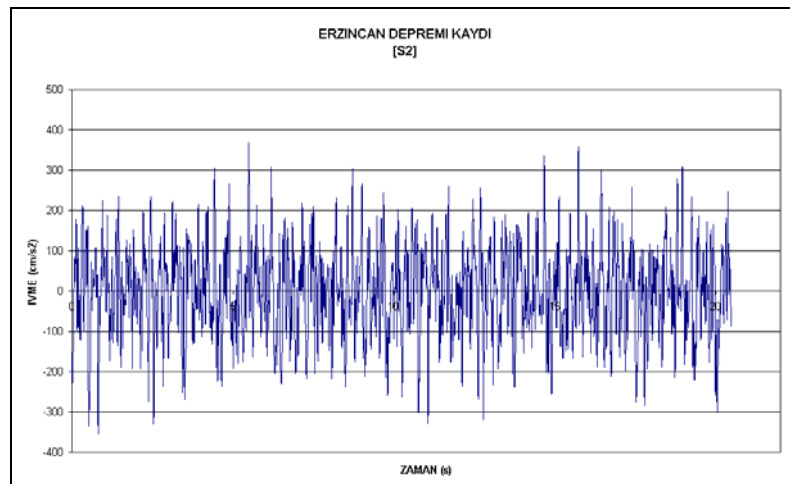
Şekil 8. 23 : İzmit depremi [S1] – deprem kaydı



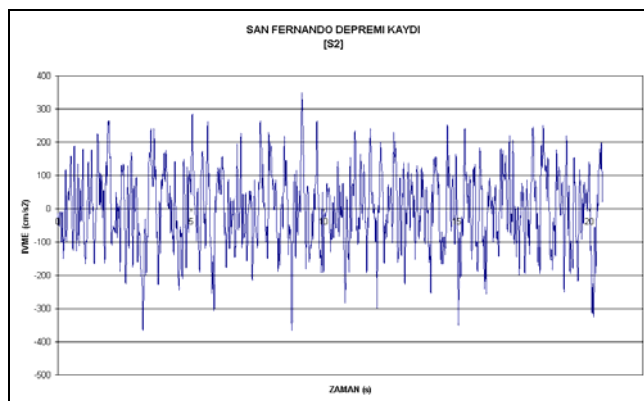
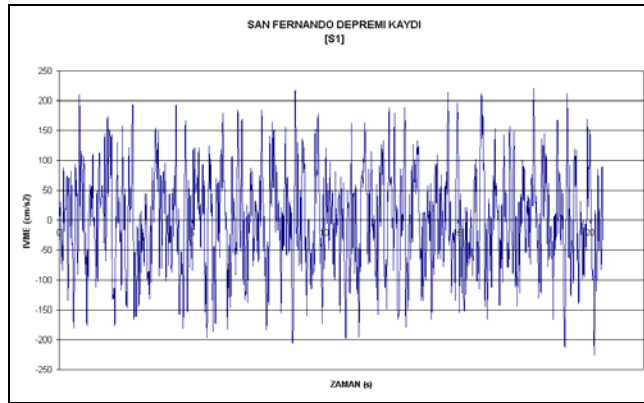
Şekil 8. 24 : İzmit depremi [S2] – deprem kaydı



Şekil 8. 25 : Erzincan depremi [S1] – deprem kaydı



Şekil 8. 26 : Erzincan depremi [S2] – deprem kaydı



Sözü edilen deprem kayıtları SAP2000 programına “Time History Function” olarak tanımlanmıştır. Bu fonksiyonlar kullanılarak sistemin doğrusal olmayan analizi yapılmıştır. Yapılan analiz neticesinde oluşan betonda kısalma ve çelikte uzaman şekil değiştirmelerinin Aydınoglu’nun raporu çerçevesinde verilen sınır değerlerle karşılaştırmaları yapılmıştır.

8.3.1 Zaman tanım alanında hesap sonuçları

Köprü modelinde boyuna yönde analiz sonucu oluşan kesit tesirleri ve bu kesit tesirlerinden dolayı oluşan plastik mafsallar aşağıda Çizelge 8.12’ de enine yönde analizi sonucunda oluşan en elverişsiz kesit tesirleri ve plastik mafsallar ise Çizelge 8.13’ da gösterilmiştir. Yapıda S1 deprem düzeyindeki deprem kayıtlarında plastikleşmeler oluşmamaktadır. Bu çizelgelerde deprem kayıt isminin yanında “S2” ifadesi gösterilmiştir. Örneğin “İzmit_S2_X” Aşılma olasılığı %2 yi temsil eden İzmit depremi benzeştirilmiş kaydı temsil etmektedir. X ifadesi, ise depremin

boyuna yönde etkililmekte olduğunu anlatmaktadır. S2 deprem düzeyindeki deprem kayıtları altındaki plastik mafsallardaki oluşumları karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Çizelge 8. 12 : Köprünün boyuna doğrultusunda zaman tanım alanında analizinde oluşan plastik mafsallardaki kesit tesirleri ve plastik dönme değerleri

KÖPRÜ BOYUNA YÖNDE S2 DEPREMİ ZAMAN TANIM ALANINDA ÇÖZÜM SONUÇLARI				
Frame	OutputCase	P	M3	R3Plastic
Text	Text	KN	KN-m	Radians
PM-03	IZMIT_S2_X	-9255.40	-19800.05	-0.00092
PM-04	SANFE_S2_X	-10118.66	-19123.54	-0.00064
PM-05	IZMIT_S2_X	-9727.85	19061.09	0.00136
PM-05	IZMIT_S2_X	-10498.28	-19106.29	-0.00071
PM-05	SANFE_S2_X	-9761.60	19212.20	0.00011
PM-06	IZMIT_S2_X	-9444.67	-20126.28	-0.00204
PM-06	SANFE_S2_X	-9444.99	-20057.03	-0.00455
PM-07	SANFE_S2_X	-9891.23	-19567.47	-0.00368
PM-03	SANFE_S2_X	-9285.79	-19847.13	-0.00230
PM-04	IZMIT_S2_X	-9736.16	19097.66	0.00033
PM-05	SANFE_S2_X	-10378.54	-19198.75	-0.00217
PM-06	IZMIT_S2_X	-9151.43	20119.50	0.00358
PM-07	IZMIT_S2_X	-9260.66	19716.70	0.00237
PM-08	IZMIT_S2_X	-9528.97	19410.82	0.00211
PM-08	SANFE_S2_X	-9880.31	-19462.76	-0.00330

Çizelge 8. 13 : Köprünün boyuna doğrultusunda zaman tanım alanında analizinde oluşan plastik mafsallardaki kesit tesirleri ve plastik dönme değerleri

KÖPRÜ ENİNE YÖNDE ZAMAN TANIM ALANINDA ÇÖZÜM SONUÇLARI				
Frame	OutputCase	P	M2	R2Plastic
Text	Text	KN	KN-m	Radians
PM-01	SANFE_S2_Y	-10138.00	-18914.54	-0.00006
PM-02	SANFE_S2_Y	-9762.61	-24827.57	-0.00340
PM-03	SANFE_S2_Y	-9182.64	-24988.71	-0.00492
PM-04	SANFE_S2_Y	-9923.17	26473.60	0.00032
PM-04	SANFE_S2_Y	-9937.14	-25163.26	-0.00659
PM-05	SANFE_S2_Y	-10052.09	21554.64	0.00158
PM-05	SANFE_S2_Y	-10081.15	-21312.44	-0.00841
PM-06	ERZİN_S2_Y	-9299.40	19436.23	0.00002
PM-06	SANFE_S2_Y	-9297.13	33216.71	0.00232
PM-06	SANFE_S2_Y	-9301.61	-29482.17	-0.00468
PM-07	SANFE_S2_Y	-9620.44	26715.19	0.00150
PM-07	SANFE_S2_Y	-9649.46	-22424.01	-0.00391
PM-08	SANFE_S2_Y	-9729.99	-20133.68	-0.00113
PM-02	IZMIT_S2_Y	-9749.85	25418.17	0.00137
PM-02	IZMIT_S2_Y	-9762.24	-25447.41	-0.00187
PM-03	IZMIT_S2_Y	-9176.19	26016.74	0.00075
PM-03	IZMIT_S2_Y	-9181.65	-26070.84	-0.00217
PM-04	IZMIT_S2_Y	-9937.27	-24434.12	-0.00431
PM-05	IZMIT_S2_Y	-10054.00	22016.74	0.00270
PM-05	IZMIT_S2_Y	-10072.13	-21836.09	-0.00803
PM-06	IZMIT_S2_Y	-9300.77	-32657.95	-0.00671
PM-07	IZMIT_S2_Y	-9629.06	24735.02	0.00069
PM-07	IZMIT_S2_Y	-9647.32	-23032.25	-0.00316
PM-08	IZMIT_S2_Y	-9728.61	-19798.72	-0.00065

Köprü kolonlarının toplam eğrilik değerleri hesaplanmış ve daha önce statik itme analizi verilerinde olduğu gibi şekil değiştirme sınır değerleriyle karşılaştırılmıştır. S1 ve S2 deprem düzeylerine göre karşılaştırmalı olarak Çizelge 8.14’de verilmiştir.

Çizelge 8. 14 : Köprü zaman tanım alanında hesap S1 ve S2 deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi

Orta ayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		Tüm Orta Ayaklar			
Derprem Senaryosu	Değer	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 depremi Enine
Plastik Dönme	θ	0	0.0045	0.00084	0.001245
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.697	0.697	0.697	0.697
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.006500	0.002140	0.011900
Elastik Eğrilik	κ_e	0.002150	0.002150	0.002150	0.002150
Toplam Eğrilik	κ	0.002150	0.008650	0.004290	0.014050
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirmesi	ϵ_c	0.00159	0.0047	0.00253	0.008
Çelik Birim Şekil Değiştirmesi	ϵ_{st}	0.00314	0.013	0.00644	0.02
Sınır Değerler		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi
Beton İçin	ϵ_c	0.004	0.018	0.004	0.018
Çelik İçin	ϵ_{st}	0.015	0.060	0.015	0.060

Doğru eksenli olarak modellenmiş olan köprü kolonlarında meydana gelen beton ve çelik şekil değiştirme değerlerinin sınır değerleri geçmediği Çizelge 8.15’ de gösterilmiştir.

Çizelge 8. 15 : S1 ve S2 deprem düzeylerindeki hasar düzeyleri

Deprem Düzeyi	Boyuna Hesap Sonuçları		Enine Hesap Sonuçları	
	Beton(Basınç)	Çelik	Beton(Basınç)	Çelik
S1 Depremi	elastik	elastik	< MH	< MH
S2Depremi	< KH	< KH	< KH	< KH

9. KÖPRÜ ELEMANLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

9.1 Kolonların Kesme Kapasitelerinin Değerlendirilmesi

Yapılan analizler sonucunda köprü ayaklarında oluşan kesme kuvvetleri belirlenmiş ve bu kesme kuvvetleri ayak kesitlerinin kesme kuvveti kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır.

Dairesel kesitli köprü ayaklarının kesme kapasitelerinin belirlenmesinde çeşitli yaklaşımlar bulunmaktadır. Genel yaklaşım betonun ve donatının belirli oranlarda kesme kuvveti taşımasıdır. Yöntemlerde betonun ve donatının taşıma kapasiteleri farklı formüllerle verilmiştir. Burada yaklaşımlar: ASSTHO, CALTRANS, Aschheim ve Moehle, Priestly at al, ATC/MCEER Joint Venture, ve Standart New Zeland olarak sıralanabilir.

Bu tez kapsamında AASTHO baz alınmış olup Bölüm 8.16.6 nolu bölümünde “Basınca maruz elemanlardaki kesme kuvveti dayanımı aşağıda verilmiştir.

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right) \sqrt{f'_c} (b_w \cdot d) \quad (9.1)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (9.2)$$

$$V_r = V_c + V_s \quad (9.3)$$

Burada A_g kesitin brüt alanı, f'_c betonun karakteristik basınç mukavemeti, b_w kesit genişliği, d basınç bölgesindeki beton lifinden çekme bölgesindeki donatı merkezine kadar olan mesafe, A_v kesme donatısı alanı, f_y kesme donatısı karakteristik akma mukavemeti, V_c betonun karşılayacağı kesme kuvveti, V_s kesme donatısının karşılayacağı kesme kuvveti, V_r ise kesitteki toplam kesme kapasitesi olmaktadır.

Denklem 9.1 ‘deki N_u/A_g ifadesi psi cinsinden olmalıdır (psi : pound per square inch).

Köprüde kolon kesitleri her aksta aynı olup 220 cm betonarme dairesel kolon ve $\phi 12/10$ spiral kesme donatısı bulunmaktadır. Yukarıdaki formüller dikkate alınarak kesme kapasitesi hesaplanmış olup Çizelge 9.1 ile gösterilmiştir.

Çizelge 9. 1 : Kolon kapasitesinin hesabı

BETON TARAFINDAN KARŞILANAN		
AASTHO (8.16.6.2.2)		
Eksenel Basınç Etkisi Altındaki Elemanlarda		
V_c=	756688.79	pound-force
V_c=	3365.92	kN
DONATININ TAŞIYACAĞI KESME KUVVETİ		
AASTHO (8.16.6.2.3)		
1.Formul'e göre		
V_s=	179153.22	pound
V_s=	796.91	kN
TOPLAM KESME KAPASİTESİ		
V_r=	4162.83	kN

Statik itme analizi ve zaman tanım alanında hesaplardan elde edilen değerler deprem yönü(X ve Y) ve türüne (S1 ve S2) göre hesaplanan en büyük kesme kuvveti Çizelge 9.2 ile verilmiştir.

Çizelge 9. 2 : En büyük kesme kuvveti değerleri

Deprem 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	PM-01	PUSH_S1_X	-10230.63	-3624.323	-0.004605	-0.0011	-0.0146	-8782.409
	PM-06	PUSH_S1_Y	-9299.406	8.245	-2171.519	-52.187	-14769.34	62.3833
	PM-06	IZMIT_S1_Y	-9299.407	8.242	-2903.902	-1188.969	-19492.16	62.3632
	PM-06	ERZIN_S1_Y	-9299.404	8.25	2858.815	1122.5096	19488.284	62.4081
	PM-06	SANFE_S1_Y	-9299.404	8.25	2942.931	1263.9872	19660.247	62.4099
	PM-01	ERZCN_S1_X	-10011.18	3091.567	-0.002409	-0.000756	-0.0067	7299.5117
	PM-01	IZMIT_S1_X	-10235.9	-3165.328	-0.006549	-0.0014	-0.0181	-7772.952
	PM-08	SANFE_S1_X	-9606.901	3265.53	0.000593	0.0006567	0.0044	14706.358
S2	PM-01	PUSH-S2-X	-10302.1	-5913.111	-0.004605	-0.0011	-0.0159	-14234.86
	PM-04	PUSH-S2-Y	-9930.236	-51.658	-3382.486	-497.3381	-19220.46	33.7907
	PM-03	ERZIN_S2_Y	-9180.188	-15.935	3184.165	1517.7991	18144.641	-73.5909
	PM-02	SANFE_S2_Y	-9762.607	-325.872	-5151.676	-632.027	-24827.57	-586.0345
	PM-02	IZMIT_S2_Y	-9749.85	656.651	5251.587	499.2672	25418.175	734.0593
	PM-01	IZMIT_S2_X	-10316.34	-5613.266	-0.00839	-0.0017	-0.0223	-13649.2
	PM-08	LANDERT_S2_X	-9843.656	-3027.16	-0.001595	1.471E-05	-0.0102	-13377.93
	PM-01	SANFE_S2_X	-10335.38	-5823.675	-0.008836	-0.0017	-0.0216	-14143.59

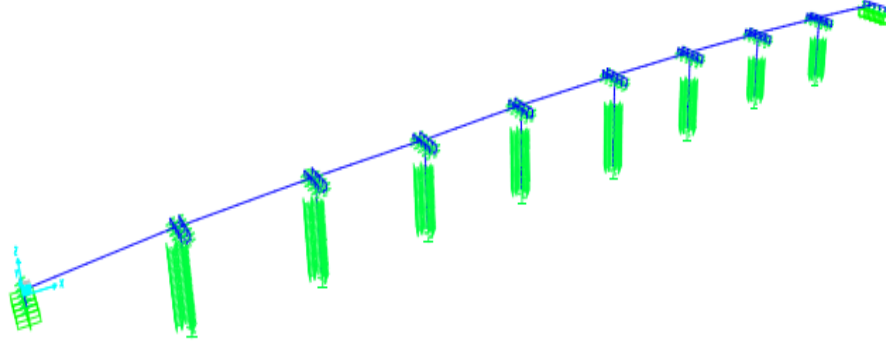
Sistem S1 depremi etkisinde kesme karşı güvenli iken S2 depremi etkisinde bazı kolonlarda yetersizlikler görülmüştür. Kesme kuvveti boyca diğer kolonlardan kısa olan kolonlarda oluşması, kısa kolonların daha rijit olmasına bağlanabilir.

Bu kolonlarda kesme kapasitesini arttırıcı güçlendirme teknikleri uygulanmasının faydalı olacağı görülmektedir.

9.2 Kazıklı Temellerin Değerlendirilmesi

Büyükdere Yükseltilmiş Karayolu Köprü'sünde temel sistemi olarak kolon kesitlerinin değişmeden zemine soketlendiği kazıklı sistem seçilmiştir. Bu sebepten ötürü her bir kolon altında kazık başlığı bulunmaksızın tek bir kazık bulunmaktadır. Kazık çapı 220 cm'dir. Zeminde belli miktar dolgunun altında grovak zemin bulunmaktadır. Kazık boyları farklı olmakla beraber tamamı alttaki sağlam grovak zemine kadar indirilmiştir. Grovak zemini temsilen düşey yatak katsayısı 40000 kN/m³, yatay yatak katsıyı ise 27000 kN/m³ olarak kabul edilmiştir. Kazık donatısı kolon donatısının gibi , boyuna 90φ32, enine ise f12/10 spiral sargı donatısı ile teşkil edilmiştir. Pas payları 7.5 cm olup, beton sınıfı C20'dir.

Köprü'nün değerlendirilmesinde elde edilen en elverişsiz kesit tesirlerine göre de incelenmiştir. Bunun için kazıklı temeller SAP2000 ile modellenmiştir. Şekil 9.1' de yapı ve temel etkileşimli model görünmektedir.



Şekil 9. 1 : Kazıklı temel modeli

Yapı ve temel etkileşimli modelden elde edilen en büyük kesit tesirleri Çizelge 9.3 ile gösterilmiştir.

Çizelge 9. 3 : Kazık elemanlarda oluşan en büyük kesit tesirleri

KAZIK ELEMANLARDA OLUŞAN EN BÜYÜK KESİT TESİRLERİ							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
688	COMB2	-9466.42	79.80	220.90	0.00	30926.91	4175.99
689	COMB2	-9466.02	104.73	823.67	0.00	30926.91	4175.99
689	COMB2	-9528.78	-107.44	-823.67	0.00	-30926.92	-4365.25
688	COMB2	-9528.38	-76.69	-220.90	0.00	-30926.92	-4365.25
688	COMB1	-9394.82	155.36	66.78	0.00	9278.21	14140.65
689	COMB1	-9393.55	293.71	247.21	0.00	9278.21	14140.65
657	COMB1	-10400.78	-155.85	-276.30	0.00	-7978.88	-14457.69
656	COMB1	-10399.11	-287.82	-121.34	0.00	-7978.88	-14457.69

KAZIK TAŞIMA GÜCÜ HESABI			
fck=	20 MPa		
fyk=	420 MPa	Nd=	1.0E+07 N
D=	2200 mm	Md=	3.1E+10 Nmm
do=	220 mm		
A=	3801327.111 mm ²		
A _s =	72382.29474 mm ²		
q=	0.019041322 (donatı oranı)		
Kolonun Kırılma Biçiminin Belirlenmesi			
cb=	1294.117647 mm	(Taraflı Eksan Mesafesi)	
ab=	k1*cb=	1100 mm	(Basınç Bloğu Uzunluğu)
Nb=	41140000 N		
Nb=	41140 kN	>	Nd=10000 kN (Olduğundan Çekme Kırılması Durumudur)
Basınç Bölösindeki Donatının Akıp Akmadığı Kontrolü			
wc=	0.240833333	wc>0.13 olduğundan Basınç donatısı akıyor!!!	
Kontrol Parametresi = 0.131533			
Taraflı Eksan Mesafesinin Belirlenmesi			
A1=	31790		
A2=	-3485593.47		
A3=	-4777231453		
c1,2=	446.3322329 mm		
	-336.687896 mm		
a=	379.382398		
σ=	304.256179	< 420 Mpa	
Mr=	38865827565		
Mr=	38865.82756 kNm		

Şekil 9. 2 : Kazık taşıma gücü hesabı

Şekil 9.2’de köprü kazıkları için taşıma gücü hesabı gösterilmiştir. Yapılan hesap neticesinde köprü kazıklarının ve yeterli güvenliği sağladığı ve güçlendirmeye gerek olmadığı görülmektedir.

10. SONUÇLAR

Büyükdere Yükseltilmiş Karayolu Köprüsü'nün deprem performansı doğrusal elastik hesap yöntemi ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ile belirlenmiş, elde edilen analiz sonuçları neticesinde köprünün hasar sınırları değerlendirilmiştir.

Doğrusal elastik hesap yönteminde, yapı elemanları kuvvet kontrollü değerlendirilmiş olup deprem etkisinin, elemanın deprem etkisini karşılaması için kalan artık kapasitesine oranına bağlı olarak hesaplanan hasar sınırı belirlenmiştir. Etki/kapasite oranları hesaplanırken kolonların normal kuvveti, sargılama durumu ve kesme kuvveti de belirleyici parametreler olmaktadır. Hesaplanan bu parametreler neticesinde, DBYBHY' de verilen hasar sınırlarına göre değerlendirme yapılmış ve köprünün *tasarım depremi altında minimum hasar sınırını geçmediği* sonucuna varılmıştır.

Köprünün doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleriyle servis depremi (S1) ve en büyük deprem senaryoları (S2) altında yer değiştirme kontrollü analizi yapılmıştır. Köprü, doğrusal olmayan yöntemlerden ilk olarak statik itme analizi ile değerlendirilmiştir. Statik itme analiz sonuçları değerlendirilirken hasar sınırları için Prof. Dr. Nuray Aydınoglu'nun hazırlamış olduğu rapor dikkate alınmıştır. Statik itme analizi sonucunda da yapıda S1 ve S2 deprem senaryoları altında meydana gelebilecek malzeme birim şekil değiştirme değerlerinin raporda belirtilen sınır değerlerden daha küçük kaldığı, yani yapının servis(S1) depremini geçirdiği takdirde mevcut işlevine devam edeceği, en büyük (S2) depremi geçirdiği takdirde de yıkılmayacağı ve ancak onarımına imkan verecek ölçüde belli bir hasarın görüleceği sonucuna varılmıştır. Statik itme analizi sonuçlandıktan sonra, köprü doğrusal olmayan yöntemlerden ikincisi olan zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemine göre hesaplanmıştır. Bu yöntemde yapının S1 ve S2 benzeştirilmiş Erzincan, İzmit ve San Fernando deprem kayıtları altında incelemesi yapılmıştır. Köprü ayaklarında elde edilen oluşması muhtemel hasarlar da S1 ve S2 depremleri için beklenen düzeyde kalmaktadır. Köprü boyuna yönünde statik itme analizi

sonuçları, enine yönünde ise zaman tanım alanı sonuçları daha olumsuz bulunmuştur.

Çizelge 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 ” ifadesi köprüdeki zaman tanım alanında hesap sonuçlarını ifade etmektedir.

Çizelge 10. 1 : Doğrusal olmayan analiz şekil değiştirme değerlerinin karşılaştırılması

BOYUNDA YONDE HESAPLAR		SIA	ZTAH	SIA	ZTAH
Derprem Senaryosu	Değer	S1 Depremi Boyuna		S2 Depremi Boyuna	
Plastik Dönme	θ	0	0	0.001232	0.0045
Plastik Mafsalsal Boyu	L_p	0.697	0.697	0.697	0.697
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.000000	0.010178	0.006500
Elastik Eğrilik	κ_e	0.002150	0.002150	0.002150	0.002150
Toplam Eğrilik	κ	0.002150	0.002150	0.012328	0.008650
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ϵ_c	0.00159	0.00159	0.00715	0.0047
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ϵ_{st}	0.00304	0.00304	0.01816	0.013
Sınır Değerler					
Beton İçin	ϵ_c	0.004	0.004	0.018	0.018
Çelik İçin	ϵ_{st}	0.015	0.015	0.06	0.06

ENINE YONDE HESAPLAR		SIA	ZTAH	SIA	ZTAH
Derprem Senaryosu	Değer	S1 Depremi Enine		S2 Depremi Enine	
Plastik Dönme	θ	0	0.00084	0.001245	0.001245
Plastik Mafsalsal Boyu	L_p	0.697	0.697	0.697	0.697
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.002140	0.010307	0.011900
Elastik Eğrilik	κ_e	0.002150	0.002150	0.002150	0.002150
Toplam Eğrilik	κ	0.002150	0.004290	0.012457	0.014050
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ϵ_c	0.00159	0.00253	0.00714	0.008
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ϵ_{st}	0.00304	0.00644	0.018	0.02
Sınır Değerler					
Beton İçin	ϵ_c	0.004	0.004	0.018	0.018
Çelik İçin	ϵ_{st}	0.015	0.015	0.06	0.06

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

Son olarak köprünün diğer elemanlarının güçlendirmeye ihtiyaçlarının olup olmadığının incelemesi yapılmıştır. Yapılan hesaplar sonucunda *ayaklarda kesme*

dayanımının arttırılmasının gerekli olduğu, ancak kazıklı temellerde güçlendirmeye ihtiyaç duyulmadığı belirlenmiştir. Ayakların kesme dayanımı polimer esaslı malzeme sarılmak suretiyle artırılabilir. Ayakların dairesel olması bu uygulama için çok uygundur.

KAYNAKLAR

- AASHTO**, 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of Highway and Transportation Officials*.
- Aydoğan,M.**, 2008. Prefabrike Kirişli Köprülerin Tasarımı, *TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İlkbahar-Yaz Dönemi Mesleki Eğitim Semineri*, İstanbul, 28 Haziran.
- Aydınoglu, M. N.**, 2005. Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerinin Deprem Performanslarının Nonlinear Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi, *TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü Raporu*, İstanbul.
- CALTRANS Ver.1.2**, 2001. Seismic Design Criteria Version 1.2, *California Transportation*, California.
- Celep Z.**, 2008. *Betonarme Doğrusal olmayan Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme*, Beta Yayıncılık, İstanbul
- DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık Ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- Yüksel E.S.**, 2007. Mevcut bir viyadüğün deprem performansının doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Özer,E.**, 2009. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, www.ins.itu.edu.tr/eozar, İstanbul
- Priestly, N. ve Calvi, M.**, 1995. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, New York.
- SAP2000 v11 NL**, Static & Dynamic Finite Element Analysis of Structures Nonlinear v 11, *Computers and Structures Inc.*, California.
- Yayın No: 207**, 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Kaşif Hakan ŞAHİN

Doğum Yeri ve Tarihi: Ankara 09.05.1985

Adres: İstanbul

Lisans Üniversite: Yıldız Teknik Üniversitesi