

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÖNGERİLMELİ BİR KÖPRÜ TASARIMI ve
PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Nurettin İlter ULUĞ**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

**ÖNGERİLMELİ BİR KÖPRÜ TASARIMI ve
PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Nurettin İlter ULUĞ
501061221**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 6 Haziran 2008**

**Tez Danışmanı : Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ (İ.T.Ü.)
Diğer Jüri Üyeleri: Prof. Dr. Metin AYDOĞAN (İ.T.Ü.)
Doç. Dr. Oğuz Cem ÇELİK (İ.T.Ü.)**

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında, Eskişehir-Köseköy hızlı tren projesi kapsamında bulunan, AASHTO-1996 yönetmeliğine göre tasarımı yapılmış, önerilmeli prefabrike kirişli bir köprünün, AASHTO-LRFD'ye göre yeniden tasarımı ve mevcut köprünün DLH deprem teknik şartnamesine göre deprem performansının değerlendirilmesi incelenmiştir.

Yüksek lisans öğrenimim boyunca desteğini hiçbir zaman esirgemeyen ve her konuda elinden gelen tüm inisiyatifi gösteren Sayın İnş. Yük. Müh. Levent ÖZDEN'e; tez çalışmam boyunca gerek teorik, gerek mühendislik bilgilerinden faydalandığım, değerli çalışma arkadaşım Sayın İnş. Yük. Müh. Özgür ÖZÇİTAK'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Bu tez çalışması süresince, bana değerli vaktini ayıran ve her konuda desteğini aldığım tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ'a teşekkür etmeyi değer yargıların gereği olarak görüyorum.

Bu çalışmamı, her zaman yanımda olan, güven ve sevgilerini her zaman hissettiğim değerli aileme ithaf ediyorum.

Mayıs 2008

Nurettin İlter ULUĞ

İÇİNDEKİLER

	Sayfa No:
KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xiv
SUMMARY	xv
1. GİRİŞ	1
2. AASHTO LRFD' YE GÖRE ÖNGERİLMELİ KÖPRÜ TASARIMI	3
2.1 Genel Köprü Bilgileri	3
2.1.1 Tasarım Parametreleri	4
2.1.1.1 Malzemeler	4
2.1.1.2 Zemin Parametreleri	5
2.1.1.3 Yüklemler ve Yükleme Kombinasyonları	6
2.2 Köprünün Bilgisayar Modeli	12
2.3 Analiz Sonuçları	14
2.3.1 Üst Yapı Hesapları	14
2.3.1.1 Öngerilmeli Kirişlerin Boyutlandırılması	14
2.3.1.2 Elastomer Mesnetlerin Boyutlandırılması	30
2.3.2 Alt Yapı Hesapları	33
2.3.2.1 Başlık Kirişi ve Orta Ayak Kolonlarının Hesabı	34
2.3.1.2 Orta Ayak Temeli ve Kazıklarının Hesabı	40
2.3.1.3 Kenar Ayak Hesapları	43
2.3.1.4 Deprem Takozu Hesapları	45
2.3.1.5 AASHTO-LRFD'ye göre Tasarlanan Köprünün Mevcut Köprüyle Karşılaştırılması	46
3. MEVCUT KÖPRÜNÜN ARTIMSAL EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ	48
3.1 Genel Kavramlar ve Kabuller	48
3.1.1 Betonarme Malzeme Modelleri	48
3.1.1.1 Beton için Kullanılan Malzeme Modeli	48
3.1.1.2 Donatı Çeliği için Kullanılan Malzeme Modeli	49

3.1.2 Plastik Mafsal Hipotezi	50
3.1.3 Süneklik	51
3.2 DLH Yönetmeliğine Göre Deprem Performansının Değerlendirilmesi	51
3.2.1 Köprü Performans Hedefleri ve Elemanlarının Hasar Sınırları	52
3.2.2 Performansın Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle Belirlenmesi	53
3.2.2.1 Doğrusal olmayan Ayak ve Kazık Modelleri	53
3.2.2.2 Yöntemde İzlenecek Adımlar	54
3.2.2.3 Birim Şekil Değiştirme İsteminin Belirlenmesi	58
3.3. Mevcut Köprünün Performans Değerlendirmesi	58
3.3.1 Köprü Tasarım Spektrumlarının Belirlenmesi	59
3.3.2 Kesitlerin Plastik Özelliklerinin ve Rijitliklerinin Tanımlanması	60
3.3.3 Köprü Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi	62
3.3.4 Yapı Elemanlarının Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi	64
4. SONUÇLAR	67
EK A.	69
EK B.	73
EK C.	76
KAYNAKLAR	86
ÖZGEÇMİŞ	88

KISALTMALAR

AASHTO	: American Associations of State Highway and Transportation Officials
AASHTO LRFD	: American Associations of State Highway and Transportation Officials Load and Resistance Factor Design
ATC	: Applied Technology Council
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DC	: Köprü Ölü Ağırlığı
DLH	: Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği
DW	: Köprü İlave Ölü Ağırlıkları
D1	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %50 Olan Deprem
D2	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem
D3	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem
EH	: Yatay Toprak İtkisi
EV	: Düşey Toprak İtkisi
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
IM	: Dinamik Etki Katsayısı
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
KHB	: Kontrolü Hasar Performans Düzeyi
LL	: Kamyon ve Şerit Hareketli Yükleri
LS	: Hareketli Yük Sürşarjı
MH	: Minimum Hasar Performans Düzeyi
PL	: Yaya Yükleri
PCI	: Prestressed Concrete Institute
SAP 2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TS-500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
TŞ	: Tasarım Şeridi Sayısı
WL	: Araçlar Üzerine Etkiyen Rüzgar Yükü
WS	: Yapı Üzerine Etkiyen Rüzgar Yükü
XTRACT	: Cross-sectional X Structural Analysis of Components

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 Kamyon Yüğü Azaltma Katsayıları	6
Tablo 2.2 Toprak Basıncı Katsayıları.....	8
Tablo 2.3 Eşdeğer Toprak Yüksekliği.....	9
Tablo 2.4 Zemin Profili Katsayıları	10
Tablo 2.5 Deprem Yüğü Azaltma Katsayıları.....	11
Tablo 2.6 Yüğü Kombinasyonları	12
Tablo 2.7 Malzeme Özellikleri.....	15
Tablo 2.8 Kiriş Kesit Özellikleri	16
Tablo 2.9 Kesit Tesirleri Özeti	17
Tablo 2.10 Öngerilmeli Kiriş Betonunda İzin Verilen Sınır Gerilmeleri.....	18
Tablo 2.11 Kiriş Kesitlerine Göre Elde Edilen Halat Ağırlık Merkezleri.....	19
Tablo 2.12 Toplam Öngerilme Kayıpları	22
Tablo 2.13 Yapım Aşamasında Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri.....	22
Tablo 2.14 Saha Aşaması-1 ve Saha Aşaması-2’de Oluşan Gerilmelerin Özeti.....	23
Tablo 2.15 Kirişin Kesit Bazında Eğilme Taşıma Gücü Kapasiteleri.....	25
Tablo 2.16 İç Kiriş Moment Taşıma Gücü Kontrolleri.....	25
Tablo 2.17 Dış Kiriş Moment Taşıma Gücü Kontrolleri	26
Tablo 2.18 Minimum Boyuna Donatı Kontrolleri.....	26
Tablo 2.19 İç Kirişte Gereken Etriye Alanları	28
Tablo 2.20 Dış Kirişte Gereken Etriye Alanları.....	28
Tablo 2.21 Kısa Süreli ve Uzun Süreli Şehimler	30
Tablo 2.22 Başlık Kirişi Kesit Tesirleri	35
Tablo 2.23 Başlık Kirişinde Seçilen Donatıların Özeti	35
Tablo 2.24 Kolonlarda Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri	36
Tablo 2.25 Euler Burkulma Yüğü ve Moment Arttırma Katsayıları	37
Tablo 2.26 Artırılmış Kolon Momentleri	37
Tablo 2.27 Kolon Kesme Kontrollerinin Özeti	40

Tablo 2.28	Orta Ayak Kazıklarında Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri Özeti	41
Tablo 2.29	Temelde Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri Özeti.....	42
Tablo 2.30	Kenar Ayakta Elde Edilen Kesit Tesirleri ve Donatı Alanları	44
Tablo 2.31	Kenar Ayak Kazıklarında Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri Özeti ...	45
Tablo 3.1	Donatı Çelikleri için Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Değerleri	49
Tablo A.1	Saha Aşaması-1’de Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri	70
Tablo A.2	Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri- Servis-I	70
Tablo A.3	Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ia.....	70
Tablo A.4	Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ib	71
Tablo A.5	Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-III.....	71
Tablo A.6	Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-I.....	71
Tablo A.7	Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ia	72
Tablo A.8	Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ib.....	72
Tablo A.9	Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-III	72

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1	:Köprü Boykesiti	3
Şekil 2.2	:Köprü Tabliye Enkesiti	4
Şekil 2.3	:Zemin Yanal Yataklanma Katsayıları	5
Şekil 2.4	:Kamyon ve Şerit Yükleri	7
Şekil 2.6	:AASHTO-LRFD ve DLH Yönetmelikleri Spektal İvme Katsayıları	10
Şekil 2.7	:Köprünün Bilgisayar Modeli.....	13
Şekil 2.8	:Model Detayları	13
Şekil 2.9	:Öngerilmeli Kiriş Enkesiti	14
Şekil 2.10	:Öngerilmeli Kiriş Halat Yerleşimi	19
Şekil 2.11	:Halat ve Donatılara Göre Faydalı Yüksekliklerin Gösterimi	24
Şekil 2.12	:Elastomer Mesnet.....	31
Şekil 2.13	:Köprünün X ve Y Doğrultusundaki Mod Şekilleri	34
Şekil 2.14a	:X Yönü Depremi Kolon Etkileşim Diyagramı-1	38
Şekil 2.14b	:X Yönü Depremi Kolon P-M Etkileşim Diyagramı-2	38
Şekil 2.15a	:Y Yönü Depremi Kolon P-M Etkileşim Diyagramı-1	39
Şekil 2.15b	:Y Yönü Depremi Kolon P-M Etkileşim Diyagramı-2	39
Şekil 2.16	:Köprünün Kazık ve Temelleri İçeren Bilgisayar Modeli.....	41
Şekil 2.17	:Orta Ayak Kazığı Normal Kuvvet-Moment Etkileşim Diyagramı	42
Şekil 2.18	:Kenar Ayak Bilgisayar Modeli	44
Şekil 2.19	:Kenar Ayağa Etkiyen Yüklerin Özeti	44
Şekil 2.20	:Kenar Ayak Kazığı Normal Kuvvet-Moment Etkileşim Diyagramı.....	45
Şekil 2.21	:Mevcut Köprü ile Tasarlanan Köprü Elemanları Arasındaki Farklılıklar	47
Şekil 3.1	:Betonun Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi	49
Şekil 3.2	:Çeliğin Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi.....	50
Şekil 3.3	:DLH Yönetmeliği Deprem Tasarım Spektrumu	51
Şekil 3.4	:İdealize Edilmiş Moment Eğrilik İlişkisi	54
Şekil 3.5	:Performans Noktasının Belirlenmesi-1	56
Şekil 3.6	:Performans Noktasının Belirlenmesi-2	57
Şekil 3.7	:Mevcut Köprü Donatı Detayları.....	58
Şekil 3.8	:Mevcut Köprünün Harita Üzerinde Gösterimi [12]	59

Şekil 3.9	:Köprü Tasarım Spektrumu.....	59
Şekil 3.10	:Kolon Akma Eğrileri.....	60
Şekil 3.11	:Başlık Kirişi Moment Eğrilik Diyagramı.....	61
Şekil 3.12	:Elastomer Mesnet Kuvvet-Deplasman Grafiği	62
Şekil 3.13	:X Yönü Depremi Talep ve Kapasite Eğrileri.....	63
Şekil 3.14	:Y Yönü Depremi Talep ve Kapasite Eğrileri.....	63
Şekil 3.15	:X Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Oluşan Plastik Mafsallar.....	64
Şekil 3.16	:Y Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Oluşan Plastik Mafsallar.....	64
Şekil 3.17	:X Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Kolon Hasar Durumu	65
Şekil 3.18	:Y Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Kolon Hasar Durumu	65
Şekil B.1	:Sargısız Betonun Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi	74
Şekil B.2	:Donatı Çeliği Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi.....	74
Şekil B.3	:Sargılı Beton Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi (Başlık Kirişi)	74
Şekil B.4	:Sargılı Beton Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi (Kolon).....	75
Şekil C.1	:Genel Yerleşim Planı	76
Şekil C.2	:Temel Planı	77
Şekil C.3	:Döşeme Kalıp Planı	78
Şekil C.4	:Kenar ve Orta Ayaklar Kalıp Planları	79
Şekil C.5	:Kazık Donatı Detayları	80
Şekil C.6	:Kenar Ayak ve Temel Donatı Detayları.....	81
Şekil C.7	:Orta Ayak Temel ve Kolon Donatı Detayları	82
Şekil C.8	:Orta Ayak Başlık Kirişi Donatı Detayları.....	83
Şekil C.9	:Öngerilmeli Prefabrik Kiriş Kalıp Planı ve Donatı Detayları	84
Şekil C.10	:Döşeme Enleme Kirişi ve Yaklaşım Plağı Donatı Detayları	85

SEMBOL LİSTESİ

A	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c	: Kolon çekirdek alanı-Kompozit kiriş kesit alanı
A_{cv}	: Deprem takozu kesit alanı
A_g	: Öngerilme kirişi alanı (mm^2)-Kesit alanı
A_{psl}	: Öngerilme halatı alanı (mm^2)
A_s	: Öngerilmemiş çekme donatısı alanı-Boyuna donatı alanı (mm^2)
A_s	: Öngerilmemiş basınç donatısı alanı (mm^2)
A_{sh}	: Enine donatı alanı
A_{vf}	: Sürtünme kesmesi donatısı alanı
a	: Eşdeğer basınç bloğu yüksekliği (mm)
$\alpha_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_1	: Birinci (hakim) moda ait modal ivme
a_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
b	: Basınç bölgesi genişliği (mm)
b_{ef}	: Efektif başlık genişliği (mm)
b_{ef}'	: Dönüştürülmüş efektif başlık genişliği (mm)
b_v	: Kesme için etkili gövde genişliği (mm)
b_w	: Kirişin gövde genişliği (mm)
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
C_{sm}	: Spektral ivme katsayısı
c	: Öngerilme halatının akması durumunda, basınç bölgesi yüksekliği
ch	: Kohezyon faktörü
d	: Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
d_e	: Ortalama çekme derinliği (mm)
d_p	: Tendon çapı (mm)-Tendon ağırlık merkezinin en dıştaki basınç lifine olan uzaklığı-Boyuna donatı çapı
d_s	: Çekme donatısı ağırlık merkezinin en dıştaki basınç lifine olan uzaklığı (mm)
$d_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
d_v	: Etkili kesme derinliği (mm)
d_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma yerdeğiştirmesi
E_c	: Beton elastisite modülü (MPa)
E_{ci}	: Aktarma anında ki betonun elastisite modülü (MPa)
E_{cg}	: Öngerilmeli kiriş betonu elastisite modülü (MPa)
E_p	: Öngerilme halatı elastisite modülü (MPa)
E_s	: Donatı çeliği elastisite modülü (MPa)
EI_o	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
e	: Halat ağırlık merkezinin kiriş tabanına olan uzaklığı
f_c	: Beton karakteristik silindirik basınç dayanımı (MPa)
f_{cdp}	: Öngerilme halatlarının ağırlık merkezinde, kiriş ağırlığı hariç, diğer kalıcı yüklerden dolayı betonda oluşan gerilme (MPa)

f_{cg}	: Öngerilmeli kiriş betonu karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{cg}^1	: Öngerilmeli kiriş betonu aktarma anındaki karakteristik silindir basınç dayanımı (MPa)
f_{cgp}	: Öngerilme kuvvetinin aktarılması sırasında, halatların ağırlık merkezinde, öngerilme kuvveti ve kiriş ağırlığından dolayı betonda oluşan gerilme
f_{cs}	: Döşeme betonu karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{co}	: Sargısız betonun basınç dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_s	: Donatı çeliğindeki gerilme
f_{sy}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_y	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su}	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
f_{pe}	: Kiriş en dış alt lifinde öngerilme kuvvetinden dolayı oluşan gerilme
f_{pj}	: Halatta oluşan öngerilme
f_{ps}	: Öngerilme halatındaki ortalama gerilme
f_{pu}	: Öngerilme halatı kopma dayanımı
f_{py}	: Öngerilme halatı akma dayanımı
f_r	: Beton kopma modülü
f_s	: Öngerilmeli kiriş ucundaki etriyede izin verilen akma dayanımı
f_1	: Sargılama basıncı
G	: Kayma modülü
g	: Yerçekimi ivmesi (m/sn^2)
H	: Toplam tabliye yüksekliği (mm)- Yıllık ortalama nem oranı
h	: Yükseklik (mm)
h_c	: Kesme kuvveti doğrultusuna dik olan kolon çekirdek alanı genişliği
h_{eq}	: Eşdeğer toprak yüksekliği (mm)
h_f	: Basınç başlığı yüksekliği (mm)
h_{ri}	: Elastomer mesnetin bir katmanındaki neopren kalınlığı
h_{rt}	: Elastomer mesnetteki toplam neopren kalınlığı
h_s	: Elastomer mesnetin bir katmanındaki çelik levha kalınlığı
h_k	: Kolon boyu (mm)
I	: Atalet moment (m^4)
I_g	: Öngerilme kirişi atalet moment-Kolon atalet momenti
I_c	: Kompozit kesit atalet moment (m^4)
I_s	: Donatı çeliği atalet momenti
k	: Elastomer mesnet rijitliği-Kolon efektif boy katsayısı
k_h	: Zemin yanal yataklanma katsayıları
k_{as}	: Statik aktif basınç katsayısı
k_{at}	: Toplam aktif basınç katsayısı
k_{ad}	: Dinamik aktif basınç katsayısı
L	: Tasarım açıklığı-Kolon boyu
L_{elas}	: Köprü boyuna doğrultusundaki elastomer mesnet boyu
L_p	: Plastik mafsal boyu
M_{x1}	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
M_y	: Akma momenti
n	: Halat sayısı-Elastomer mesnetteki neopren katmaları sayısı
P	: Kayıplardan sonraki öngerilme kuvveti

P_a	: Statik aktif basınç kuvveti
P_c	: Deprem takozu üzerindeki basınç kuvveti
P_e	: Euler burkulma yükü
P_o	: Kayıplardan önceki öngerilme kuvveti (kN)
P_{eq}	: Dinamik aktif basınç kuvveti
P_r	: Öngerilme halatı ankraj bölgelerinde oluşan ek kesme kuvveti
P_u	: Servis yükleri altında kolonda oluşan normal kuvvet
R	: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı-Rötre katsayısı
R_{y1}	: Birinci moda ait Dayanım Azaltma Katsayısı
S	: Zemin profili katsayısı- Elastomer mesnet şekil faktörü
S_s	: Öngerilme Kirişleri Arasındaki Uzaklık
S_b	: Kiriş mukavement mometi-alttan (m^3)
S_{bc}	: Kompozit kesit mukavement mometi-alttan (m^3)
S_{tg}	: Kiriş mukavement mometi-üstten (m^3)
S_{ts}	: Kompozit kesit mukavement mometi- tabliye üstüne (m^3)
$S^{(1)}_{ae1}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme
$S^{(1)}_{de1}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
s	: Etriye aralığı (mm)
T_s	: DLH’de tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot
T_m	: (m)’inci moddaki periyot
$T_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
t	: Öngerilme kuvvetinin uygulanmasından aktarma anına kadar geçen süre (gün)
$u^{(i)}_{xN1}$	: Binanın tepesinde (N’inci katında) x deprem doğrultusunda (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u^{(p)}_{xN1}$	: Binanın tepesinde (N’inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
V_c	: Betonun kesme dayanımına olan katkısı
V_n	: Nominal kesme kuvveti
V_s	: Donatı çeliğinin kesme dayanıma olan katkısı
V_u	: Kesitte oluşan maksimum kesme kuvveti
$V^{(i)}_{x1}$	: x deprem doğrultusunda (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti
Y_{bg}	: Kiriş ağırlık merkezinin kiriş alt başlığına olan uzaklığı (m)
Y_{bc}	: Kompozit kesit ağırlık merkezinin kiriş alt başlığına olan uzaklığı (m)
Y_{tg}	: Kiriş ağırlık merkezinin kiriş üst başlığına olan uzaklığı (m)
Y_{ts}	: Kompozit kesit ağırlık merkezinin döşeme üstüne olan uzaklığı (m)
y_c	: Beton Birim Hacim Ağırlığı (kg/m^3)
W_{elas}	: Köprü enine doğrultusundaki elastomer mesnet boyu
w	: Köprü yol genişliği (mm)
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_s	: İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
ϵ_{cg}	: Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirme
ϵ_s	: Donatı çeliği birim şekildeğiştirme
ϵ_c	: Beton basınç birim şekildeğiştirme

ϵ_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirme
ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirme
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirme
ϕ_p	: Plastik eğrilik istemi
ϕ_t	: Toplam eğrilik istemi
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
φ	: Dayanım azaltma faktörü
μ	: Sürtünme katsayısı
α_T	: Betonun ısı genleşme katsayısı
β_1	: Basınç bloğu faktörü
γ_s	: Zeminin birim hacim ağırlığı (kg/m^3)
δ	: Moment arttırma katsayısı
Γ_{x1}	: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
θ_p	: Plastik dönme istemi
θ_s	: Servis yükleri altında elastomer mesnette oluşan dönme
Δp	: Üniform yatay sürşarj yükü (MPa)
Δp_s	: Aktarma anındaki ters sehim
Δf_{pES}	: Elastik kısalma kaybı (MPa)
Δf_{pSR}	: Rötme kaybı (MPa)
Δf_{pCR}	: Sünme kaybı (MPa)
Δf_{pR1}	: Transfer anındaki halat gevşeme kaybı (MPa)
Δf_{pR2}	: Servis durumundaki halat gevşeme kaybı (MPa)
Δg	: Kiriş ağırlığından oluşan sehim
Δs	: Döşeme ağırlığından oluşan sehim-Elastomerdeki kayma deformasyonu
Δ_{DW}	: İlave yüklerden oluşan sehim
Δ_{LL}	: Hareketli yüklerden oluşan sehim
σ_b	: Kiriş alt başlığında oluşan gerilme
σ_L	: Yalnız hareketli yükler altında elastomer mesnette oluşan gerilme
σ_s	: Servis yükleri altında elastomer mesnette oluşan gerilme
σ_t	: Kiriş üst başlığında oluşan gerilme
ρ	: Çekme donatısı oranı

ÖNGERİLMELİ BİR KÖPRÜ TASARIMI VE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Ülkemizde, karayolu köprü ve viyadüklerinin tasarımı için güncel bir yönetmelik bulunmaması, tasarımcıları yabancı yönetmelik kriterlerini, ülkemiz şartlarına göre adapte ederek kullanmaya itmiştir. Bu tez çalışmasında, kuvvet esaslı doğrusal yöntemle, AASHTO-1996 yönetmelik kriterlerine göre tasarımı yapılmış mevcut bir köprünün, AASHTO-LRFD yönetmeliğine göre yeniden tasarlanması ve tasarım sonuçlarının karşılaştırılması incelenmiştir. Ayrıca, doğrusal olmayan bir yöntem olan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılarak mevcut köprünün deprem performansı belirlenmesi açıklanmıştır.

Çalışmanın birinci bölümünde, konuya giriş yapılarak çalışmanın genel içeriği sunulmuştur.

İkinci bölümde, AASHTO-LRFD yönetmeliğinde verilen tasarım ilkeleri anlatılmış ve köprünün elemanlarının bu yönetmeliğe uygun olarak boyutlandırılması incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar ile mevcut köprünün eleman bazında karşılaştırılması yapılmıştır.

Üçüncü bölümde, 2007 yılında yürürlüğe giren DLH yönetmeliğinde verilen, köprü deprem performansının değerlendirilmesi ile ilgili genel kural ve yönetmelik şartları açıklanmıştır. Bu bölümde artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi hakkında bilgi verilerek yöntemin uygulanmasında izlenecek adımlar özetlenmiştir. Mevcut köprünün deprem performansı, DLH yönetmeliğinde tanımlanan performans kriterlerine göre belirlenmiştir.

Dördüncü bölümde, elde edilen sonuçlar anlatılmış ve yorumlanmıştır.

STRUCTURAL DESIGN of BRIDGE WITH PRESTRESSED GIRDER and SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT

SUMMARY

Highway bridges and viaducts in our country are being designed by adapting foreign specifications to our regional conditions. In this thesis, an existing bridge -which was designed according to AASHTO-1996 norm- is re-designed by using AASHTO-LRFD specification and the results of evaluations are compared. Furthermore, seismic performance of the bridge is evaluated by using displacement based approach and incremental equivalent earthquake load method.

In the first chapter, the issue of the study is defined and brief information about the content is given.

In the second chapter, the structural analysis and evaluation basis of AASHTO-LRFD specification is explained and the bridge is analyzed and designed conveniently to the norm. Existing bridge and the designed bridge components are compared.

In the third chapter, general rules and definitions about seismic performance assessment of bridges which is defined in the DLH specification is given in detail. In this chapter, a brief information about incremental equivalent earthquake load method is given and the steps of the processes are described. Seismic performance of the existing bridge is assessed and defined by performance levels that is described in the DLH specification.

At forth section, the results of the analysis is reported and interpreted.

1. GİRİŞ

Son yıllarda, ülkemizde meydana gelen yıkıcı depremlerde, bir çok otoyol köprü ve viyadüklerde ağır hasarlar meydana gelmiş, mevcut köprü ve viyadüklerin deprem performanslarının değerlendirilmesi ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Ülkemizde 80'li yıllarda Karayolları Genel müdürlüğü tarafından yayınlanan, Yol Köprüleri için Teknik Şartname'nin gelişen teknoloji ve tasarım ilkelerine göre geride kalması, tasarımcıları, yabancı yönetmelik kriterlerini, ülkemiz şartlarına adapte ederek boyutlandırma yapmaya itmiştir. Karayolları tarafında da kabul edilen, AASHTO ve AASHTO-LRFD bu yönetmeliklere örnektir.

Günümüzde, hemen hemen tüm yönetmelikler, kapasite tasarımı ilkesini öne çıkararak, tasarım depremi etkisinde ve daha büyük depremlerde sünek güç tükenmesinin oluşmasını sağlamayı amaçlamaktadır [1]. AASHTO-LRFD, köprülerin malzeme açısından doğrusal olmayan, elastik ötesi davranışını göz önünde bulundurarak, belirli köprüler için kuvvet esaslı doğrusal yöntemlerle tasarlanmasına olanak sağlamaktadır [2]. Bu yönetmelik, Amerika Birleşik Devletlerinde AASHTO yönetmeliğinin yerine yürürlüğe girmiştir. Mevcut AASHTO yönetmeliği, yük katsayıları yöntemine göre (LFD), AASHTO-LRFD ise yük ve dayanım faktörüne (LRFD) göre tasarımı benimsemiştir. Bu iki yönetmelik karşılaştırıldığında, LRFD yönetmeliğinde değişen köprü açıklıklarına göre, 3.2 ile 4 kat arasında değişen emniyetli tasarım, AASHTO yönetmeliğinde ise 1.5 ile 4.5 kat arasında değişen emniyetli tasarım yapılabilinmektedir [15].

Performansa dayalı değerlendirme yöntemlerinin gelişimi, Amerika Birleşik Devletlerinin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar nedeniyle; yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi ihtiyacını ortaya çıkarmasıyla hız kazanmıştır [3]. Bu ihtiyaca yönelik olarak, ATC ve FEMA tarafından çeşitli projeler yürütülmüştür.

Ülkemizde ise, karayolları köprüleri için hazırlanmış bir yönetmelik olmamasına karşın, 2007 yılında yürürlüğe giren, Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları Hava

Meydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği önemli bir eksikliği kapatmıştır. DLH yönetmeliğinde, demiryolu köprüleri için tariflenen doğrusal olmayan yöntemlerle kesit düzeyinde performans belirlenebilmektedir [4]. Ayrıca, bu yönetmelikte, ülkemizin tüm enlem ve boylamlarına göre deprem tasarım spektrumları, 50 yılda aşılma olasılığı %50, %10 ve %2 olan depremler için ayrı ayrı verilmiştir. Bu bilgiler dâhilinde, yapının koordinatlarına göre özel tasarım spektrumları seçilebilmekte ve gerek tasarım, gerek deprem performans değerlendirilmesinde daha kesin bir yaklaşımda bulunulabilmektedir.

Bu tez çalışmasında, Eskişehir-Köseköy hızlı tren projesi kapsamında bulunan, AASHTO yönetmeliğine göre tasarlanmış, üç açıklıklı bir üst geçit köprüsünün AASHTO-LRFD' ye göre yeniden boyutlandırılması ve DLH'de verilen artımsal eşdeğer deprem yükü metodu ile itme analizi yapılarak deprem performansının değerlendirilmesi irdelenmiştir.

Beton

Kazık ve kazık başlığında	$f_c=25$ MPa	$E_c=25278$ MPa
Kolon, perde ve başlık kirişlerinde	$f_c=25$ MPa	$E_c=25278$ MPa
Öngerilme Kirişlerinde	$f_{cg}=40$ MPa	$E_{cg}=31975$ MPa

Betonarme Donatısı

Tüm köprü elemanlarında :	$f_y=420$ MPa	$E_s=200000$ MPa
---------------------------	---------------	------------------

Öngerilme Halatları

Öngerilme kirişlerinde kullanılacak halatların özellikleri aşağıda açıklanmıştır.

Halat tipi : 12.7 mm (0.5 inç) düşük gevşemeli

Kopma mukavemeti : $f_{pu}=1860$ MPa

Akma mukavemeti : $f_{py}= 0.9f_{pu} =1674$ MPa

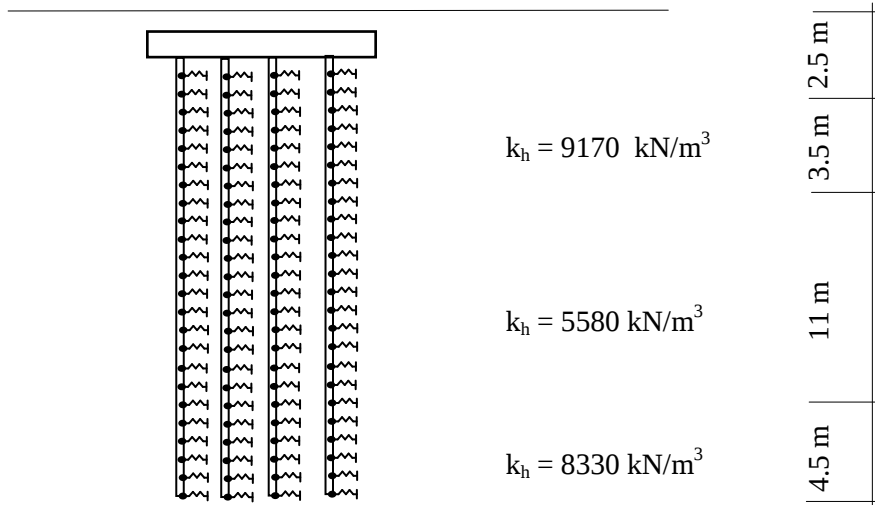
Kesit Alanı : 98.70 mm²

Elastisite Modülü : 197000 MPa

Köprünün temel, kolon, başlık kirişleri ve perde elemanlarında paspayı 50 mm; öngerilmeli kiriş elemanlarında 25 mm; kazık elemanlarında ise 75 mm olarak seçilmiştir.

2.1.1.2 Zemin Parametreleri

Mevcut köprü “B” grubu zemin sınıfında bulunmaktadır. Zemin yanal yatak katsayıları Şekil 2.3’te verilmiştir [5].



Şekil 2.3 Zemin Yanal Yataklanma Katsayıları

2.1.1.3 Yüklemler ve Yükleme Kombinasyonları

Bu bölümde AASHTO-LRFD yönetmeliğinde verilen yüklemler ve yükleme kombinasyonları açıklanmıştır.

Sabit yükler-DC-DW

Sabit yükler, köprü ölü ağırlığı (DC), yapılacak asfalt kaplamalar ve korkuluk ağırlıklarından (DW) oluşmaktadır.

Betonarme ağırlığı (DC) : 25.00 kN/m³

Asfalt Kaplama ağırlığı (DW) : 22.50 kN/m³

Korkuluk ağırlığı (DW) : 1.00 kN/m

Hareketli Yükler-LL-PL

Hareketli yükler, tasarım kamyonu yükü, şerit yükü ve yaya yüklerinden oluşmaktadır. Kamyon yüklerinin belirlenebilmesi için öncelikle köprü şerit sayısının belirlenmesi gerekmektedir. Köprü tasarım şeridi sayısı, yol genişliğine (w) bağlı olarak Denklem (2.2) 'de verildiği gibi belirlenmektedir.

$$T\dot{S}=w/3600 \quad [w ; \text{mm}] \quad (2.2)$$

Tasarımı yapılacak köprüde yol genişliği 7m olduğu için öngörülen şerit sayısı 2 olarak bulunmuştur.

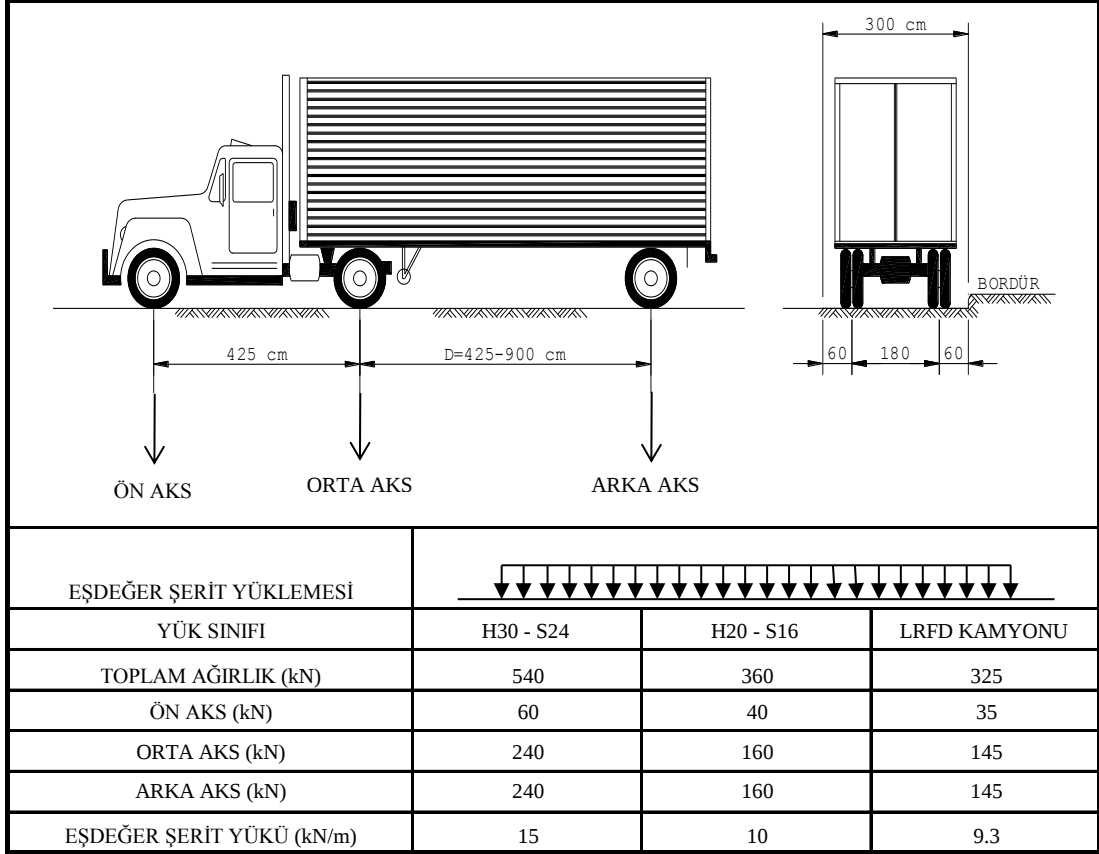
Kamyon yükleri, tüm şeritlerin aynı anda dolu olma olasılığının düşük olmasından dolayı şerit sayısına bağlı olarak azaltılır.

Tablo 2.1 Kamyon Yüğü Azaltma Katsayıları

Tasarım Şeridi Sayısı (TŞ)	Kamyon Yüğü Azaltma Katsayısı
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Ülkemizde, ana yollar ve köy yolları için tanımlanan iki tip kamyon yüğü bulunmaktadır. Bunlar, H₃₀S₂₄ ağır yük kamyonu ve H₂₀S₁₆ köy yolu kamyonlarıdır. Ülkemiz şartlarına göre tanımlanan bu ağır yük kamyonu, AASHTO-LRFD'de

verilen kamyon yüklerinden yaklaşık 1.5 kat daha ağırdır. Tasarımı yapılacak köprüde belirlenen kamyon yükü H₂₀S₁₆ sınıfıdır [5]. Kamyon ve şerit yüklerinin özeti Şekil 2.4’te gösterilmiştir.



Şekil 2.4 Kamyon ve Şerit Yükleri

Bordür üzerinde yaya yükü (PL) 3.6 kN/m² alınmıştır.

DinamikYük Katsayısı-IM

AASHTO-LRFD’de, hareketli yüklerin etkisinden doğan dinamik yük artırma katsayısı, köprü açıklığından bağımsız olarak %33 olarak verilmiştir. Bu yük artırma katsayısı yalnızca kamyon yükü için geçerlidir. Yaya yüklerinde ve şerit yüklerinde böyle bir artırma yapılmamaktadır.

Toprak Yükleri-EH-EV

Toprak yükleri, düşey (EV) ve yatay yükler (EH) olarak göz önüne alınmıştır. Kenar ayak temeli üstünde yapılacak sıkıştırılmış dolgu birim hacim ağırlığı (γ_s) 19.25 kN/m³ alınmıştır. AASHTO-LRFD’de, yatay zemin itkileri Columb toprak basıncı teorilerine göre hesaplanmaktadır. Deprem durumunda oluşacak dinamik etki ise Mononobe-Okobe yöntemine göre hesaplanmaktadır. Statik aktif basınç katsayısı

(k_{as}), toplam aktif basınç katsayısı (k_{at}), dinamik aktif basınç katsayıları (k_{ad}) sırasıyla 2.3, 2.4 ve 2.6 bağıntılarında verilmiştir.

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.3)$$

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \lambda - \beta)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.4)$$

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{1 \pm C_v} \right] \quad (2.5)$$

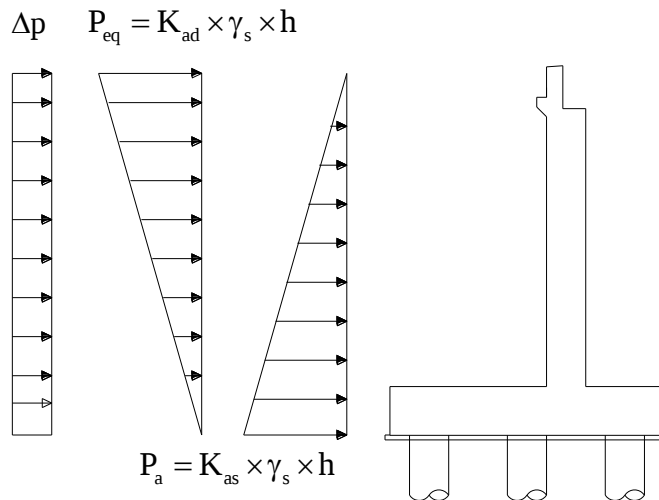
$$K_{ad} = K_{at} - K_{as} \quad (2.6)$$

Tasarımı yapılacak köprüde zemin içsel sürtünme katsayısı $\phi=30^\circ$ olarak verilmiştir [5]. Yukarıda verilen denklemler kullanılarak hesaplanan toprak basıncı katsayıları Tablo 2.2’de özetlenmiştir.

Tablo 2.2 Toprak Basıncı Katsayıları

$K_{as} =$	0.333
$\lambda =$	8.23
$K_{at} =$	0.475
$K_{ad} =$	0.141

Konsol kenar ayak perdelerine etkitilen yük durumları Şekil 2.5’te gösterilmiştir.



Şekil 2.5 Toprak Yükleri

Sürşarj Yüğü-LS

Hareketli yüklerden dolayı kenar ayak perdesinde alınacak üniform yatay sürşarj yüğü (Δp) Denklem (2.7)'de verildiğı gibi hesaplanır.

$$\Delta p = K_{as} \times \gamma_s \times g \times h_{eq} (\times 10^{-9}) \quad (2.7)$$

Eşdeğer toprak yüksekliğı (h_{eq}) kenar ayak perde yüksekliğıne bağı olarak Tablo 2.3'te verilmiştir. Bu değıerler AASHTO-LRFD'nin tasarım kamyonu için verilmiş olduğundan, eşdeğer toprak yüksekliğı, tasarlanacak köprü için geçerli olan $H_{20S_{16}}$ kamyonun ağırlılığının, LRFD tasarım kamyonun toplam ağırlılığına oranıyla arttırılarak bulunmuştur.

Tablo 2.3 Eşdeğer Toprak Yüksekliğı

Perde Yüksekliğı (mm)	h_{eq} (mm)
≤ 1500	1700
3000	1200
6000	760
≥ 9000	610

Tasarımı yapılan köprüde kenar ayak perde yükseklikleri 9m'den fazladır. Denklem 2.6'ya göre yatay sürşarj yüğü (Δp) 4.25 kN/m² bulunmuştur.

Deprem Yüğüleri

Spektral ivme katsayısı (C_{sm}), zemin profil tipine ve etkin yer ivmesine bağı olarak Denklem 2.8'de verildiğı gibi hesaplanmaktadır. Denklemdaki A, S ve T_m sembolleri sırasıyla, etkin yer ivmesini, zemin profili katsayısını ve m'inci moddaki periyodu temsil etmektedir.

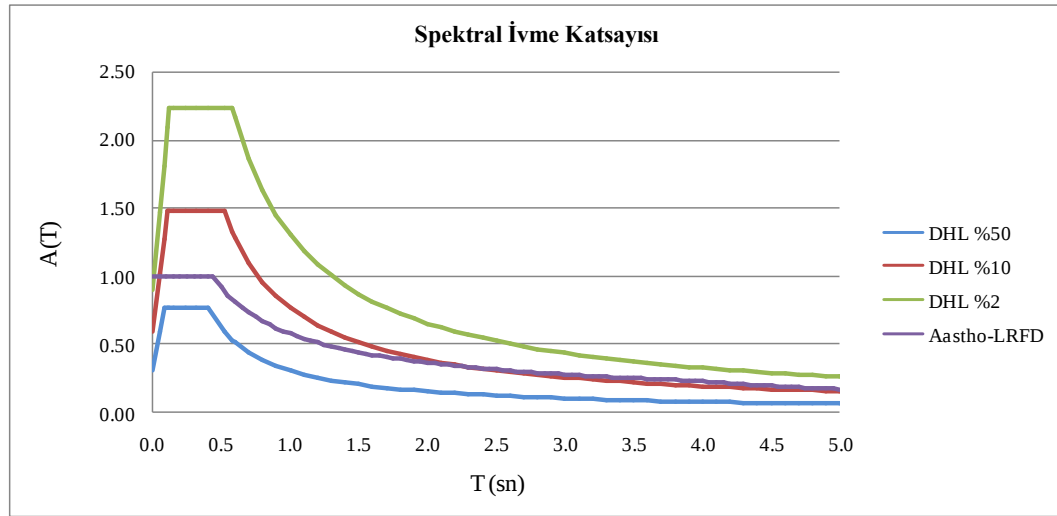
$$C_{sm} = \frac{1.2 \times A \times S}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \quad (2.8)$$

Tasarımı yapılacak köprüde, etkin yer ivmesi 0.4 ve zemin profili B olarak verilmiştir [4]. AASHTO-LRFD'de verilen zemin sınıflandırılması, ülkemizde yapılan sınıflandırma tipine paralellik göstermektedir. Zemin sınıfına göre verilen zemin profili katsayıları (S), tablo 2.4'te sunulmuştur.

Tablo 2.4 Zemin Profili Katsayıları

Zemin profili katsayısı	Zemin Profili Tipi			
	1	2	3	4
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Denklem 2.8 kullanılarak elde edilen Spektral ivme-Periyot grafiği Şekil 2.6'da sunulmuştur. DLH yönetmeliğinin, köprü koordinatlarına göre verdiği spektral ivme değerleri 50 yılda aşılma olasılığı %50, %10 ve %2 olan depremler için aynı grafik üzerinde gösterilmiştir. AASHTO-LRFD'de verilen spektral ivme değerleri, köprünün servis ömrü boyunca meydana gelme olma olasılığı düşük, ancak şiddetli deprem olan, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depreme karşı gelmektedir. Bu durumda, mevcut köprünün yeri için her iki yönetmelik kıyaslandığında, DLH yönetmeliğinde verilen pik spektral ivme değeri LRFD'de verilen değerden 1.48 kat fazladır.



Şekil 2.6 AASHTO-LRFD ve DLH Yönetmelikleri Spektral İvme Katsayıları

AASHTO-LRFD'de öngörülen deprem yükü azaltma katsayıları Tablo 2.5'te verilmiştir. Tablo incelendiğinde, köprünün, deprem sonrası oluşacak hasarlara müdahale edilmesi zor olan kısımlarında, taşıyıcı sistem elemanının elastik davranması öngörülmüştür. Bu sebepten dolayı, köprü kazık ve temellerinde plastik mafsalların oluşmaması için, deprem yükü azaltma katsayısı $R=1$ olarak verilmiştir.

Tablo 2.5 Deprem Yüğü Azaltma Katsayıları

	R
Temel ve Kazıklar	1
Başlık Kirişleri	1
Orta Ayak Kolonları	3-5
Kenar Ayaklar	1

Temel ve kazıklarda daha ekonomik bir çözüm için, verilen deprem yüğü azaltma katsayıları yerine, orta ayak kolonlarının azaltılmamış taşıma gücü momentleri 1.3 katsayısı ile arttırılarak, kolon plastikleşme momentine göre temel ve kazık tasarımı yapılabilir. Azaltılmamış taşıma gücü, kolonun malzeme dayanımında herhangi bir azaltma yapılmadan hesaplanan kapasite momentidir. Başlık kirişlerinde hiçbir zaman plastik mafsall oluşması istenmemektedir. Orta ayak kolonları, enine doğrultuda çerçeve davranışı göstereceğinden, deprem yüğü azaltma katsayısı $R=5$, boyuna yönde ise konsol davranışı nedeniyle daha düşük bir değer olarak $R=3$ alınmıştır.

AASHTO LRFD’de, deprem yüğü hesaplarında dikkate alınacak köprü kütlesi, köprü üzerinde herhangi bir hareketli yük olmadığı kabulü yapılarak hesaplanmaktadır. Ancak günlük trafiğin çok yoğun olduğu bazı özel köprülerde, hareketli yüklerin etkisinin de dikkate alınması gerektiği belirtilmiştir. Yönetmelikte, hareketli yük katılım katsayısı ilgili herhangi bir değer verilmemiştir. Bu değer in istatistiksel çalışmalar sonucu belirlenmesi öngörülmüştür.

Tasarımı yapılan köprüde, deprem durumunda hareketli yükün katılımı dikkate alınmamıştır. Deprem yükleri için çözüm mod birleştirme yöntemi ile yapılmıştır. Yapılan hesaplarda göz önüne alınan mod sayısı, analiz yapılan her iki yönde en az %90 kütle katılımını sağlayacak şekilde belirlenmiştir. Köprünün her açıklığı için 3 modun göz önünde bulundurulması yeterlidir. Ancak yapılan hesaplarda 12 adet mod göz önüne alınmıştır.

Yük Kombinasyonları

AASHTO-LRFD’de tanımlanan yük kombinasyonları Tablo 2.6’da gösterilmiştir. Servis-Ia ve Servis-Ib kombinasyonları sadece öngerilme kiriş hesapları için kullanılmıştır. Aşırı durum kombinasyonu, deprem yüklemelerini temsil etmektedir. Bu yükleme kombinasyonunda, ölü yüklerin maksimum ve minimum değerleri için

belirli katsayılar kullanılmıştır. Amerika'nın California eyaletinde, Caltrans (California Department of Transportation) yayınladığı bir bildiri ile eyaletteki AASHTO-LRFD yönetmeliğindeki aşırı yük kombinasyonundaki ölü yük katsayılarını 1.00 olarak değiştirmiştir [6]. Bu tez çalışmasında yapılan analizlerde deprem yüklemelerindeki ölü yük katsayıları 1.00 olarak alınmıştır.

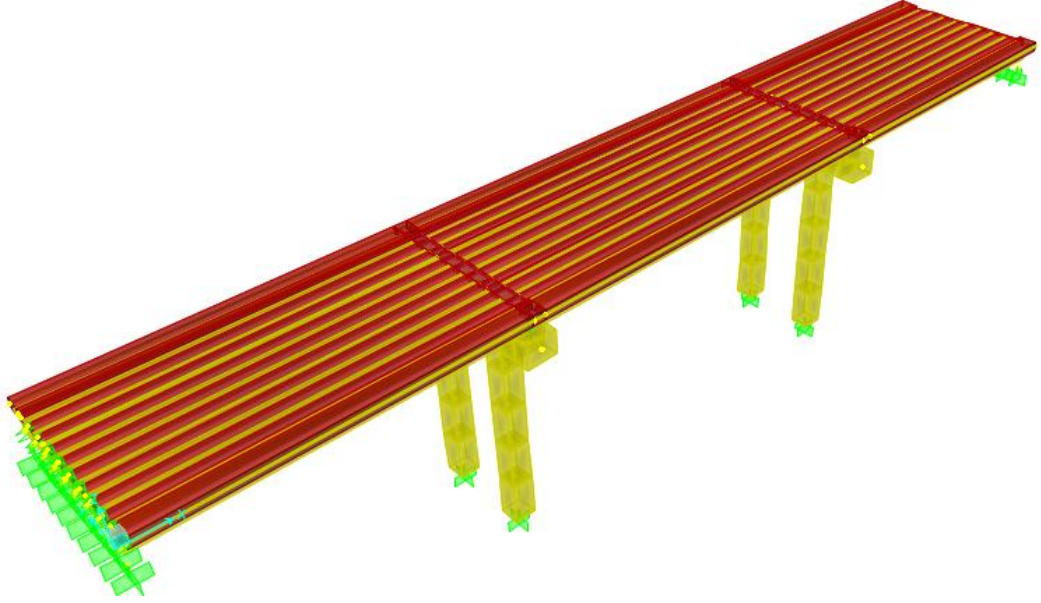
Tablo 2.6 Yük Kombinasyonları

Kombinasyon		DC	DW	LL+IM	WS	WL	LS	PL	EH	EV	Deprem
Dayanım-I	Maks.	1.25	1.50	1.75	-	-	1.75	1.75	1.50	1.35	-
	Min.	0.90	0.65	1.75	-	-	1.75	1.75	0.90	1.00	-
Dayanım-III	Maks.	1.25	1.50	-	1.40	-	-	-	1.50	1.35	-
	Min.	0.90	0.65	-	1.40	-	-	-	0.90	1.00	-
Dayanım-IV	Maks.	1.50	1.50	-	-	-	-	-	1.50	1.50	-
	Min.	1.50	1.50	-	-	-	-	-	1.50	1.50	-
Dayanım-V	Maks.	1.25	1.50	1.35	0.40	1.00	1.35	1.35	1.50	1.35	-
	Min.	0.90	0.65	1.35	0.40	1.00	1.35	1.35	0.90	1.00	-
Aşırı Durum	Maks.	1.25	1.50	-	-	-	-	-	1.50	1.35	EQX + 0.30 EQY 0.30 EQX + EQY
	Min.	0.90	0.65	-	-	-	-	-	0.90	1.00	EQX + 0.30 EQY 0.30 EQX + EQY
Servis-I	-	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servis-Ia	-	0.50	0.50	1.00	-	-	-	1.00	-	-	
Servis-Ib	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	
Servis-II	-	1.00	1.00	1.30	-	1.00	1.30	1.30	1.00	1.00	
Servis-III	-	1.00	1.00	0.80	-	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	

2.2 Köprünün Bilgisayar Modeli

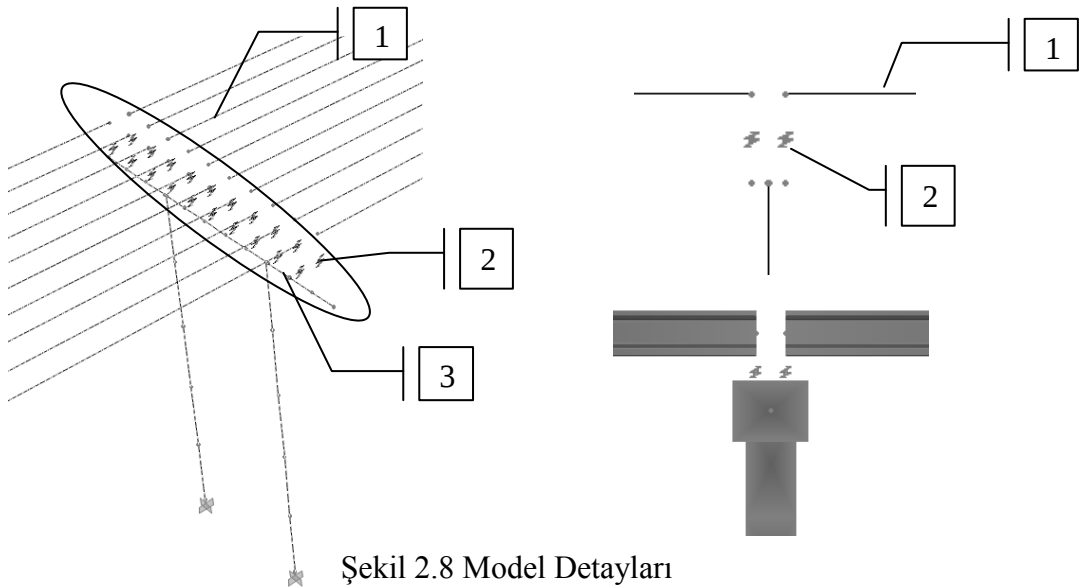
Yapının bilgisayar modeli SAP2000 (Nonlinear Structural Analysis Program, CSI Berkeley) programı kullanılarak yapılmıştır. Köprü taşıyıcı sistemi, üstyapı ve orta ayak için ayrı, kenar ayaklar için ayrı olmak üzere 3 boyutlu olarak modellenmiş, düşey yükler ve deprem yükleri altında çözüm yapılarak değerlendirilmiştir. Tabliye üzerindeki kamyon yükü tariflerinde, Sap 2000 programının hareketli yük modülü kullanılmıştır [7]. Tabliye döşemesi, shell elemanlarla modellenerek, tabliye üzerindeki hareketli yüklerin öngerilmeli kirişlere dağıtılması sağlanmıştır. Öngerilmeli kirişlerin, başlık kirişlerine bağlantısında kullanılan elastomerler Doğrusal olmayan yay elemanı (Nonlinear link) kullanılarak tariflenmiştir. Taşıyıcı elemanların ağırlıkları ve kütleleri program tarafından otomatik olarak hesaplanmaktadır. Taşıyıcı olmayan elemanların ağırlık ve kütleleri ise (Asfalt,

korkuluk, vb.) hazırlanan modele ayrıca girilmiştir. Köprünün, üstyapı ve orta ayaklarının çözümünde kullanılan bilgisayar modeli Şekil 2.7’de gösterilmiştir.



Şekil 2.7 Köprünün Bilgisayar Modeli

Modelleme detayları Şekil 2.8’de gösterilmiştir. Şekilde verilen 1 nolu çubuk eleman öngerilmeli kirişi, 2 nolu eleman elastomer mesneti, 3 nolu çubuk eleman ise başlık kirişini temsil etmektedir. Öngerilme kirişleri, üstyapının ağırlık merkezinde olacak şekilde modele girilmiştir. Elastomer mesnet ile öngerilme kirişi arasında fiktif kirişler yerine, noktaların altı serbestlik derecesinde de beraber davranmasını sağlayan beraber davranış bağımlılığı (body constraint) tanımlanmıştır. Aynı şekilde, başlık kirişi ve elastomer alt ucu arasında da aynı bağımlılık tarifi yapılmıştır.



Şekil 2.8 Model Detayları

2.3 Analiz Sonuçları

Bu bölümde, köprü üst yapı ve alt yapı hesapları sunulmuştur. Köprü üst yapısı düşey yükler altında incelenmiştir. Üst yapı hesaplarında mevcut köprüde kullanılan önerilmeli kiriş tipi seçilerek AASHTO-LRFD’de tanımlanan yükler altında gerekli kontroller yapılmıştır.

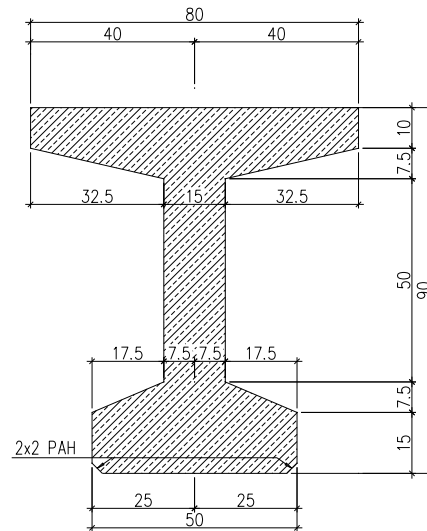
2.3.1 Üst Yapı Hesapları

Üst yapı hesapları, önerilmeli kirişlerin boyutlandırılması ve elastomer mesnetlerin boyutlandırılması olarak 2 ana başlıkta anlatılmıştır.

2.3.1.1 Öngerilmeli Kirişlerin Boyutlandırılması

Öngerilmeli kirişler, daha çok büyük açıklıkların geçilmesinde kullanılan kiriş tipidir. Uygulamadaki genel amaç, yüklemeden önce verilen bir öngerilme yükü ile yüklerin istenilen ölçüde dengelenmesidir. Yapılan hesaplarda basit eğilme temel tanım ve varsayımlarından faydalanılmıştır. Bernoulli-Navier hipotezinin iki temel varsayımı olan, dik kesitlerin eğilmeden sonra düzlem kaldığı ve dik kesitlerin eğilmeden sonra elastik eğriye dik kaldığı kabülleri yapılmıştır.

Tasarımı yapılacak köprüde, ayaklar arasındaki aks mesafeleri 16.30m ve 20.60m’dir. Öngerilmeli kirişler, başlık üzerinde elastomer mesnetlere oturmaktadırlar. Mesnetlerin aksları arasında kalan kiriş tasarım açıklığı sırasıyla 16.00m ve 20.00m’dir. Öngerilme kirişi I tipinde olup Şekil 2.9’da kesiti gösterilmiştir.



Şekil 2.9 Öngerilmeli Kiriş Enkesiti

Öngerilmeli prekast I kirişler için izin verilen minimum üstyapı yüksekliği Denklem 2.9'da gösterilmiştir. Burada H döşeme ve kiriş yüksekliği toplamını, L ise kiriş tasarım açıklığını ifade etmektedir.

$$H \geq 0.045 \times L = 0.045 \times 20 = 0.90\text{m} \leq 0.22 + 0.90 = 1.12\text{m} \quad (2.9)$$

Denklem 2.9'da gösterilen hesapta seçilen kiriş yüksekliği (0.90m) ve döşeme yüksekliği (0.22m) toplamı uygundur. Tablo 2.7'de öngerilme kirişinde kullanılacak malzeme özelliklerinin kısa bir özeti sunulmuştur.

Tablo 2.7 Malzeme Özellikleri

Prefabrik Kiriş	Kiriş Beton Basınç Dayanımı (f_{cg})	40 MPa
	Aktarma Anındaki Beton Basınç Dayanımı (f_{cg}')	32 MPa
Tabliye	Tabliye Beton Basınç Dayanımı (f_{cs})	25 MPa
0.5" Tendon özellikleri	Tendon Kopma Dayanımı (f_{pu})	1860 MPa
	Tendon Akma Dayanımı (f_{py})	1674 MPa
	Tendon Çapı (d_p)	12.7 mm
	Tendon Alanı (A_{ps1})	98.7 mm ²

Öngerilme kiriş hesapları, kiriş imalinden sahadaki servis aşamasına kadar 3 adımda incelenmiştir.

Yapım Aşaması :

Bu aşamada, kiriş fabrikada imal edilmiş fakat öngerilme kayıpları henüz oluşmamıştır. Bu aşamada kiriş sadece kendi ağırlığını taşımaktadır. Kiriş betonu henüz 28 günlük basınç dayanımına ulaşmamıştır. Öngerilme kuvvetinin kirişe aktarılması sırasında, kiriş betonunun 32 MPa basınç dayanımına ulaştığı kabul edilmiştir.

1. Saha Aşaması :

Bu aşamada, kiriş sahada imalatı tamamlanan başlık kirişleri üzerine yerleştirilmiş ve tabliye betonu dökülmüştür. Kiriş kendi ağırlığıyla birlikte henüz prizini almamış tabliye betonunu da taşımaktadır. Kiriş betonu basınç dayanımına ulaşmış ve öngerilme kayıpları bu aşamada meydana gelmiştir. Kiriş kesiti kompozit olarak çalışmaya başlamamıştır.

2. Saha Aşaması :

Tabliye üzerinde asfalt dökümü yapılmış, bordür ve korkuluklar yerleştirilmiş, köprü taşıt trafiğine açılmıştır. İlave yükler ve hareketli yükler artık kompozit kesit tarafından taşınmaktadır.

Kompozit kesit özelliklerinin hesaplanması için, tabliyedeki etkili çalışan kesitin belirlenmesi gerekmektedir. Denklem 2.10'da verilen değerlerin en küçüğü etkili başlık genişliği olarak belirlenmektedir.

$$b_{ef} = \text{Min}\left(\frac{L}{4}; 12 \times h_s + \text{maks}(b_w + h_{ft}); S_s\right) \quad (2.10)$$

Denklem 2.10'a göre yapılan hesapta etkili başlık genişliği 0.825 m olarak bulunmuştur. Tabliye betonu ile kiriş beton sınıfları farklı olduğundan bulunan etkili başlık genişliğinin elastisite modülleri oranında dönüştürülmesi gerekmektedir. (2.11)

$$b'_{ef} = b_{ef} \times \sqrt{\frac{f_{cs}}{f_{cg}}} = 0.825 \times \sqrt{\frac{25}{40}} = 0.652 \text{ m} \quad (2.11)$$

Kiriş kesit özellikleri ve dönüştürülmüş etkili başlık genişliği dikkate alınarak hesaplanan kompozit kesit kiriş özellikleri Tablo 2.8'de gösterilmiştir.

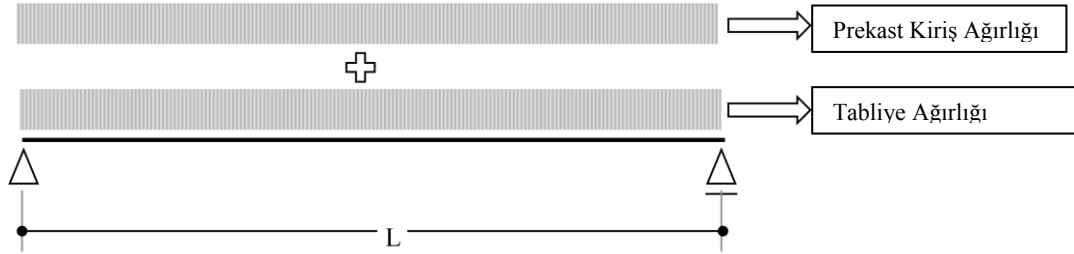
Tablo 2.8 Kiriş Kesit Özellikleri

		Prefabrik Kesit	Kompozit Kesit	
		İç Kiriş/Dış Kiriş	İç Kiriş	Dış Kiriş
Alan (m ²)	A =	0.2900	0.4335	0.4987
Ağırlık Merkezi - Alttan (m)	Y _b =	0.4866	0.6599	0.7057
Ağırlık Merkezi- Kiriş Üstüne (m)	Y _{tg} =	0.4134	0.2401	0.1943
Ağırlık Merkezi - Tabliye Üstüne (m)	Y _{ts} =	-	0.4601	0.4143
Atalet Momenti (m ⁴)	I =	0.0302	0.0571	0.0643
Mukavemet Momenti-Alttan (m ³)	S _b =	0.0621	0.0865	0.0912
Mukavemet Momenti-Kiriş Üstüne (m ³)	S _{tg} =	0.0732	0.2378	0.3310
Mukavemet Momenti-Tabliye Üstüne (m ³)	S _{ts} =	-	0.1241	0.1552

Yapılan çözümlerde halatlara 0.70f_{pu} mertebesinde bir öngerilme kuvveti uygulanması öngörülmüştür. Düşük gevşemeli halatlar için izin verilen öngerilme kuvveti kayıplardan önce 0.75f_{pu}, servis durumunda ise 0.8f_{py} dolayındadır.

Öngerilme Kirişi Hesabı L=20m

Yapılan hesaplarda iç kısımdaki kirişler ve konsol yükü altındaki dış kirişler ayrı ayrı incelenmiş ve elde edilen kesit tesirleri Tablo 2.9’da sunulmuştur. Kompozit kesite etkiyen korkuluk, asfalt ve hareketli yüklerden elde edilen kesit tesirleri Sap2000 programında yapılan çözümden elde edilmiştir. Verilen hareketli yük kesit tesirlerine dinamik yük artırımı dahil edilmiştir. Tabloda verilen DC1 indisi kiriş ağırlığından; DC2, tabliye ağırlığından; DW, ilave kaplama, bordür ve asfalt ağırlığından; PL yaya yüklerinden; LL ise dinamik yük katsayısı ile arttırılmış kamyon yüklerinden elde edilen kesit tesirleridir. Kiriş ağırlığından ve tabliye ağırlığından oluşan yük değerlerinin hesaplanması aşağıda gösterilmiştir.



Prekast Kiriş Ağırlığı $DC1 = A \times y_c = 0.29 \times 25 = 7.25 \text{ kN/m}$

Tabliye Ağırlığı $DC2 = S \times h_s \times y_c = 0.85 \times 0.22 \times 25 = 4.68 \text{ kN/m}$

Tablo 2.9 Kesit Tesirleri Özeti

Momentler [kNm]	M_{DC1}	M_{DC2} (İÇ)	M_{DC2} (DIŞ)	M_{DW} (İÇ)	M_{DW} (DIŞ)	M_{PL}	M_{LL} (İÇ)	M_{LL} (DIŞ)
Mesnet Kesiti	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1 L	130.50	84.15	108.90	57.60	63.00	12.96	231.97	136.73
2.5 m	158.59	102.27	132.34	70.00	76.56	15.75	269.57	172.60
4 m	232.00	149.60	193.60	102.40	112.00	23.04	361.57	267.85
0.2 L	232.00	149.60	193.60	102.40	112.00	23.04	361.57	267.85
0.3 L	304.50	196.35	254.10	134.40	147.00	30.24	446.67	361.18
7 m	329.88	212.71	275.28	145.60	159.25	32.76	476.76	393.70
0.4 L	348.00	224.40	290.40	153.60	168.00	34.56	497.99	416.87
0.5 L	362.50	233.75	302.50	160.00	175.00	36.00	511.10	435.35

Kesme Kuvvetleri [kN]	V _{DC1}	V _{DC2} (İÇ)	V _{DC2} (DIŞ)	V _{DW} (İÇ)	V _{DW} (DIŞ)	V _{PL}	V _{LL} (İÇ)	V _{LL} (DIŞ)
Mesnet Kesiti	72.50	46.75	60.50	32.00	35.00	7.20	144.68	53.39
0.1 L	58.00	37.40	48.40	25.60	28.00	5.76	109.74	49.37
2.5 m	54.38	35.06	45.38	24.00	26.25	5.40	105.18	46.44
4 m	43.50	28.05	36.30	19.20	21.00	4.32	93.96	37.35
0.2 L	43.50	28.05	36.30	19.20	21.00	4.32	93.96	37.35
0.3 L	29.00	18.70	24.20	12.80	14.00	2.88	80.85	27.36
7 m	21.75	14.03	18.15	9.60	10.50	2.16	74.57	22.80
0.4 L	14.50	9.35	12.10	6.40	7.00	1.44	68.30	18.30
0.5 L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	55.71	9.55

Öngerilme kirişi betonunda yapım ve saha aşamalarında izin verilen çekme ve basınç gerilmeleri sınır değerleri Tablo 2.10’da verilmiştir.

Tablo 2.10 Öngerilmeli Kiriş Betonunda İzin Verilen Sınır Gerilmeleri

Gerilme Durumu ve İlgili Kombinasyon	Yapım Aşaması	Saha-1	Saha-2
Basınç Gerilme Sınırı (Servis-I)	0.60 f _{cg} '=19.2 MPa	0.45 f _{cg} =18 MPa	0.60 f _{cg} =24 MPa
Çekme Gerilme Sınırı (Servis-I)	Yumuşak donatı olmadan 0.25 √ f _{cg} ' < 1.38 = -1.38 MPa	0.50 √ f _{cg} =-3.16 MPa	-
	Yumuşak donatı ile 0.58 √ f _{cg} '=-3.28 MPa		
Basınç Gerilme Sınırı (Servis-Ia)	-	-	0.40 f _{cg} =16 MPa
Basınç Gerilme Sınırı (Servis-Ib)	-	-	0.45 f _{cg} =18 MPa
Çekme Gerilme Sınırı (Servis-III)	-	-	0.50 √ f _{cg} =-3.16 MPa

Öngerilme halatı sayısı, kiriş orta açıklığında oluşacak çekme gerilmesini karşılayabilecek tendon basıncına denk gelen halat sayısı ile bulunmuştur (2.12). Öngerilme kuvveti kayıplarının, verilen öngerilme kuvvetinin %15 civarında olacağı tahmin edilmiştir. Kesitte çift sıra tendon olacağı ve tendon ağırlık merkezlerinin alttan 75 mm olacağı tahmin edilmiştir.

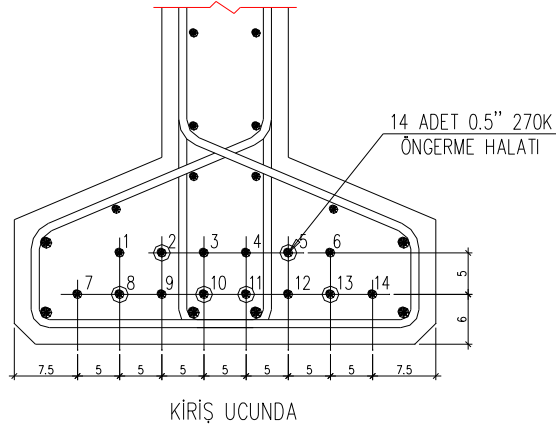
$$\sigma_b = \frac{\sum M_{DC}}{S_b} + \frac{M_{DW} + 0.8 \times M_{LL+IM+PL}}{S_{bc}} = \frac{596.25}{0.0621} + \frac{597.68}{0.0869} = 16479.23 \text{ kN/m}^2 \quad (2.12a)$$

$$\sigma_b = \frac{P_o}{A} + \frac{P_o \times (Y_{bk} - e)}{S_{bk}} = \frac{P_o}{0.29} + \frac{P_o \times (0.6634 - 0.075)}{0.0869} = 10.22P_o \quad (2.12b)$$

$$10.22P_o = 16479.23 - 1380 \rightarrow P_o = 1477.42 \text{ kN} \quad (2.12c)$$

$$\text{Kablo Adedi} = \frac{P_o \times 1.15}{0.7 \times f_{pu} \times A_{ps1}} = \frac{1477.42 \times 1.15 \times 1000}{0.7 \times 1860 \times 98.70} = 13.22 \rightarrow 14 \text{ adet} \quad (2.12d)$$

Bulunan halat sayısı birinci sırada 8 adet ikinci sırada ise 6 adet olacak şekilde yerleştirilmiştir. Kiriş halat yerleşimi Şekil 2.10'da gösterilmiştir.



Şekil 2.10 Öngerilmeli Kiriş Halat Yerleşimi

Mesnet bölgelerinde, öngerilme kuvvetinden dolayı oluşacak ters momentin etkisini azaltmak için ilk sıradan 8-10-11 ve 13 nolu halatlar mesnet ekseninden 4m, 2ve 5 nolu halatlar mesnet ekseninden 2.5m boyunca kirişin her iki ucunda kılıflanması (debonding) öngörülmüştür. Yapılan kılıflamalarda kirişte dış merkez bir yük oluşmamasına ve gerilme dağılımının kesite eşit olarak yayılması prensiplerine uyulmuştur. AASHTO-LRFD yönetmeliği en dıştaki tendonlarda, kılıflama yapılmasına izin vermemektedir. Ayrıca, bir sıradaki halatların maksimum yarısı kılıflanabilmektedir. Belirlenen tendon ve kılıflama mesafesine göre kiriş enkesitlerinde elde edilen, toplam kayıpsız öngerilme kuvvetleri (P_0), halat sayısı (n) ve halat ağırlık merkezinin kiriş tabanına olan uzaklığı (e) Tablo 2.11'de sunulmuştur.

Tablo 2.11 Kiriş Kesitlerine Göre Elde Edilen Halat Ağırlık Merkezleri

	X [m]	n	A_{ps} [mm ²]	e [mm]	P_0 [kN]
Mesnet Kesiti	0.00	8	789.6	85.00	1028.06
0.1 L	2.00	8	789.6	85.00	1028.06
2.5 m	2.50	8	789.6	85.00	1028.06
4 m	4.00	14	1381.8	81.43	1799.10
0.2 L	4.00	14	1381.8	81.43	1799.10
0.3 L	6.00	14	1381.8	81.43	1799.10
7 m	7.00	14	1381.8	81.43	1799.10
0.4 L	8.00	14	1381.8	81.43	1799.10
0.5 L	10.00	14	1381.8	81.43	1799.10

Tablo 2.11’de verilen halat ağırlık merkezlerinin bulunuşu, kirişin 2.5 m’deki kesiti için aşağıda gösterilmiştir.

Kesitteki halat sayısı 1. Sıra 4 adet alttan 60 mm yükseklikte

2. Sıra 4 adet alttan 110 mm yükseklikte

$$e = \frac{e_1 \times n_1 + e_2 \times n_2}{n_1 + n_2} = \frac{110 \times 4 + 60 \times 4}{8} = 85 \text{ mm}$$

$$A_{ps} = n \times A_{ps1} = 8 \times 98.7 = 789.6 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 0.7f_{pu} \times A_{ps} = 0.7 \times 1860 \times 789.6 = 1028.06 \text{ kN}$$

Kirişte, elastik kısalma kaybı, rötre kaybı, sünme kaybı ve öngerilme halatının gevşeme kayıplarının oluşması beklenmektedir. Elastik kısalma kaybı Denklem 2.13’te verildiği gibi hesaplanmaktadır. Bu kayıp, öngerilme kuvvetinin kirişe ilk aktarımı sırasında oluşan bir kayıptır. Hesaplarda, kiriş betonun aktarma anında 32 MPa basınç dayanımına ulaştığı kabul edilmiştir.

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (2.13)$$

$$f_{cgp} = \frac{P_o}{A_g} + \frac{P_o \times (Y_{bg} - e)^2}{I_g} - \frac{M_{DC} \times (Y_{bg} - e)}{I_g} \quad (2.13a)$$

Denklem 2.13a’da verilen f_{cgp} , öngerilme kuvvetinin aktarılması anında, öngerilme donatısının ağırlık merkezinde, öngerilme kuvveti ve kiriş ağırlığından oluşan beton gerilmesidir. Kirişin 2.5 m’deki kesiti için elastik kısalma kaybının hesabı aşağıda gösterilmiştir.

$$f_{cgp} = \frac{1028.06 \times 10^3}{0.29 \times 10^6} + \frac{1028.06 \times 10^3 \times (486.7 - 85)^2}{0.03024 \times 10^{12}} - \frac{158.59 \times 10^6 \times (486.7 - 85)}{0.03024 \times 10^{12}} = 6.92 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{197000}{28600} \times 6.92 = 47.66 \text{ MPa}$$

Rötre kaybı hesabında yıllık ortalama nem oranı (H) %60 olarak kabul edilmiştir.

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H) \quad (2.14)$$

Kirişte hesaplanan rötre kaybı aşağıda gösterilmiştir.

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03 \times 60) = 55.2 \text{ MPa}$$

Kirişte oluşacak sünme kaybı, Denklem 2.15-15a'da verilmiştir. Denklem 2.13a'da verilen Δf_{cdp} , öngerilme donatısının ağırlık merkezinde kiriş ağırlığı hariç diğer kalıcı yüklerden oluşan beton gerilmesidir.

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (2.15)$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{DC2} (Y_{bg} - e)}{I_g} + \frac{M_{DW} (Y_{bc} - e)}{I_c} \quad (2.15a)$$

Kirişin 2.5m'lik kesitinde oluşan sünme kaybının hesabı aşağıda gösterilmiştir.

$$\Delta f_{cdp} = \frac{132.34 \times 10^6 (486.6 - 85)}{0.0302 \times 10^{12}} + \frac{76.56 \times 10^6 (694.7 - 85)}{0.0626 \times 10^{12}} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 \times 6.92 - 7.0 \times 2.50 = 65.54 \text{ MPa}$$

Öngerilme halatındaki gevşeme kaybı, transfer anında (2.16) ve servis yükleri altında (2.16a) iki aşamada oluşmaktadır. Öngerilme kuvvetinin uygulanmasından aktarma anına kadar geçen sürenin (t) 1 gün olduğu kabul edilmiştir. Servis durumunda oluşan öngerilme kaybı ise elastik kısalma, rötre ve sünme kayıplarına bağlı olarak hesaplanmaktadır.

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad (2.16)$$

$$\Delta f_{pR2} = 0.3 \left[138 - 0.4 \Delta f_{pES} - 0.2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \right] \quad (2.16a)$$

Kirişin 2.5m'deki kesitindeki halatlarda oluşan gevşeme kaybının hesabı transfer anında ve servis durumunda olmak üzere aşağıda verilmiştir.

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24)}{40} \left[\frac{0.7 \times 1860}{0.9 \times 1860} - 0.55 \right] \times 0.7 \times 1860 = 10.23 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR2} = 0.3 \left[138 - 0.4 \times 47.66 - 0.2 (55.2 + 65.54) \right] = 28.43 \text{ MPa}$$

Transfer anında ve servis durumunda oluşan toplam öngerilme kuvveti kayıpları Tablo 2.12’de sunulmuştur. Transfer anında yalnız elastik kısalma kaybı ve tendon gevşeme kaybının olduğu varsayılmıştır.

Tablo 2.12 Toplam Öngerilme Kayıpları

						Transfer	Servis
	Δf_{pES} [MPa]	Δf_{pSR} [MPa]	Δf_{pCR} [MPa]	Δf_{pR1} [MPa]	Δf_{pR2} [MPa]	Δf_{pT} [MPa]	Δf_{pT} [MPa]
Mesnet Kesiti	62.20	55.20	108.35	10.23	24.12	72.43	249.88
0.1 L	50.26	55.20	73.13	10.23	27.67	60.49	206.26
2.5 m	47.69	55.20	65.55	10.23	28.43	57.92	196.87
4 m	88.61	55.20	128.53	10.23	19.74	98.84	292.08
0.2 L	88.61	55.20	128.53	10.23	19.74	98.84	292.08
0.3 L	81.92	55.20	108.79	10.23	21.73	92.15	267.64
7 m	79.58	55.20	101.89	10.23	22.43	89.81	259.09
0.4 L	77.90	55.20	96.95	10.23	22.92	88.14	252.98
0.5 L	76.57	55.20	93.00	10.23	23.32	86.80	248.09

Yapım aşamasında kayıplar oluştuğundan sonra kiriş üstünde (σ_t) ve altında (σ_b) elde edilen gerilme değerleri kirişin belirli açıklıklarında Tablo 2.13’te verilmiştir.

Tablo 2.13 Yapım Aşamasında Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri

Prefabrik Kesit Servis-I	P [kN]	M_{PS} [kNm]	M_{DC1} [kNm]	σ_b [MPa]	σ_t [MPa]
Mesnet Kesiti	970.87	389.94	0.00	9.62	-1.98
0.1 L	980.30	393.72	130.50	7.62	-0.22
2.5 m	982.33	394.54	158.59	7.18	0.16
4 m	1662.52	673.67	232.00	12.84	-0.31
0.2 L	1662.52	673.67	232.00	12.84	-0.31
0.3 L	1671.77	677.42	304.50	11.77	0.67
7 m	1675.00	678.73	329.88	11.39	1.01
0.4 L	1677.32	679.66	348.00	11.12	1.25
0.5 L	1679.17	680.41	362.50	10.91	1.44

Kirişin 2.5m’lik kesitinde yukarıdaki tabloda verilen değerlerin hesaplanması aşağıda gösterilmiştir.

$$P = (0.70 \times f_{pu} - \Delta f_{pT}) \times n \times A_{ps1} = (0.70 \times 1860 - 57.92) \times 8 \times 98.7 = 982.33 \text{ kN}$$

$$M_{ps} = P \times (y_{bg} - e_{2.5}) = 982.33 \times \frac{(486.6 - 85)}{1000} = 394.54 \text{ kN}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{A_g} + \frac{M_{ps} \times y_{bg}}{I_g} - \frac{M_{DC1} \times y_{bg}}{I_g}$$

$$\sigma_b = \frac{982.33 \times 10^3}{0.29 \times 10^6} + \frac{394.54 \times 10^6 \times 486.6}{0.0302 \times 10^{12}} - \frac{158.59 \times 10^6 \times 486.6}{0.0302 \times 10^{12}} = 7.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = \frac{P}{A_g} - \frac{M_{ps} \times y_{tg}}{I_g} + \frac{M_{DC1} \times y_{tg}}{I_g}$$

$$\sigma_t = \frac{982.33 \times 10^3}{0.29 \times 10^6} - \frac{394.54 \times 10^6 \times 413.36}{0.0302 \times 10^{12}} + \frac{158.59 \times 10^6 \times 413.36}{0.0302 \times 10^{12}} = 0.16 \text{ MPa}$$

Mesnet kesitinde kiriş üstünde -1.98 MPa çekme gerilmesi bulunmuştur. Bu gerilme yumuşak donatısız izin verilen gerilme sınırını aşmaktadır. Bu çekme gerilmesini karşılamak için kiriş üstünde oluşan çekme kuvvetinin %120'sini karşılayan bir donatı konulması gerekmektedir. Konulacak yumuşak donatıda izin verilen maksimum çekme gerilmesi $0.4f_y$ 'dir. Kiriş üstünde 93.7 kN çekme gerilmesi bulunmuş ve bu kuvveti karşılamak için 8 ϕ 12 donatı seçilmiştir.

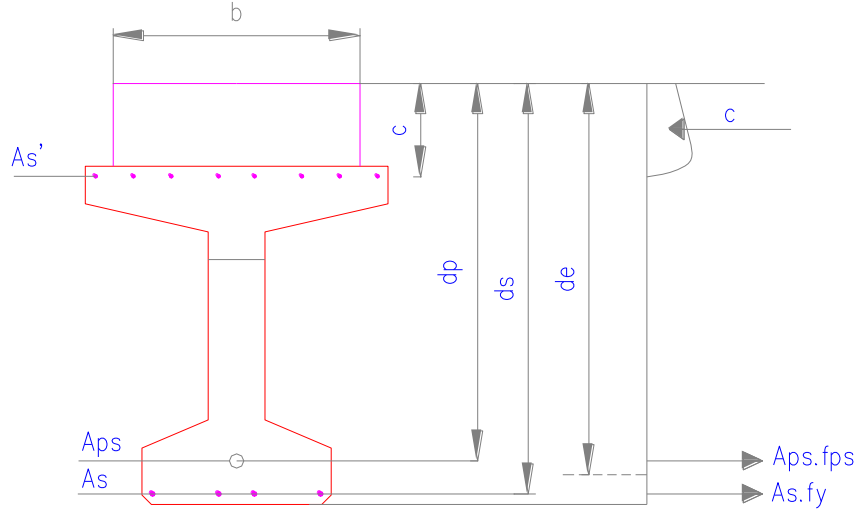
Diğer aşamalarda, iç ve dış kirişlerde hesaplanan gerilmeler Ek-A'da ve bu gerilmelerin özeti Tablo-2.14'te sunulmuştur.

Tablo 2.14 Saha Aşaması-1 ve Saha Aşaması-2'de Oluşan Gerilmelerin Özeti

			İç Kiriş (MPa)	Dış Kiriş (MPa)	İzin verilen Gerilme (MPa)
	Kombinasyon				
Saha Aşaması 1	Servis-I	$\sigma_{\text{çmaks}}$	-	-1.70	-3.16
	Servis-I	σ_{bmaks}	-	8.23	18.00
Saha Aşaması 2	Servis-I	σ_{bmaks}	13.26	13.40	24.00
	Servis-Ia	σ_{bmaks}	9.78	9.32	16.00
	Servis-Ib	σ_{bmaks}	8.23	8.23	18.00
	Servis-III	σ_{bmaks}	-2.51	-2.51	-3.16

Eğilme Taşıma Gücü Hesabı

Eğilme taşıma gücü hesaplarında, Dayanım-1 kombinasyonu kullanılmıştır. Kirişe altta 5 ϕ 16 çekme donatısı ve üstte 8 ϕ 12 basınç donatısı yerleştirilmiştir. Basınç bloğunun (2.17-2.18) üst başlık içinde kalması durumunda, diktörgen kesit davranışı için; dışında kalması durumunda, tablalı kesit davranışı için eğilme taşıma gücü hesapları Denklem 2.19-2.20'de sunulmuştur. Şekil 2.11'de halat ve donatılara göre faydalı yüksekliklerin ifadeleri gösterilmiştir.



Şekil 2.11 Halat ve Donatılara Göre Faydalı Yüksekliklerin Gösterimi

Dikdörtgen kesit davranışı için;

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A_s' f_y}{0.85f_c' \beta_1 b + 0.28A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.17)$$

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A_s' f_y \left(d_s' - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2.18)$$

Tablalı Kesit Davranışı için;

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A_s' f_y - 0.85f_c' \beta_1 (b - b_w) h_f}{0.85f_c' \beta_1 b_w + 0.28A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.19)$$

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A_s' f_y \left(d_s' - \frac{a}{2} \right) + 0.85f_c' (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (2.20)$$

Öngerilmeli kiriş dayanım hesaplarında dayanım azaltma faktörü $\phi=1.00$ alınmaktadır. Basınç bloğu yüksekliğinin (c) ortalama çekme derinliğine oranı (d_e) 0.42'den büyük olması durumunda azaltılmış taşıma gücü hesaplanması gerekmektedir. Azaltılmış taşıma gücü hesapları dikdörtgen kesit davranışı için ve tablalı kesit davranışı için Denklem 2.21 ve 2.22'de verilmiştir.

$$\phi M_n = \phi \left[(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_c' b d_e^2 \right] \quad (2.21)$$

$$\phi M_n = \phi \left[(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f'_c b d_e^2 + 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f (d_e - 0.5h_f) \right] \quad (2.22)$$

Dayanım hesaplarında kullanılan öngerilme donatısındaki ortalama gerilme (f_{ps}) Denklem 2.23’de verildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.28 \frac{c}{d_p} \right) \quad (2.23)$$

Kirişin kesit bazında hesaplanan eğilme taşıma gücü kapasiteleri Tablo-2.15’te sunulmuştur.

Tablo 2.15 Kirişin Kesit Bazında Eğilme Taşıma Gücü Kapasiteleri

	A_{ps} [mm ²]	d_p [mm]	d_e [mm]	c [mm]	c/d_e	a [mm]	f_{ps} [MPa]	ϕM_n [kNm]
Mesnet Kesiti	789.60	1035.00	1046.81	80.90	0.08	64.72	1819.29	1802.52
0.1 L	789.60	1035.00	1046.81	80.90	0.08	64.72	1819.29	1802.52
2.5 m	789.60	1035.00	1046.81	80.90	0.08	64.72	1819.29	1802.52
4 m	987.00	1030.00	1040.90	100.02	0.10	80.01	1809.43	2129.93
0.2 L	987.00	1030.00	1040.90	100.02	0.10	80.01	1809.43	2129.93
0.3 L	1381.80	1038.57	1045.63	137.70	0.13	110.16	1790.95	2795.13
7 m	1381.80	1038.57	1045.63	137.70	0.13	110.16	1790.95	2795.13
0.4 L	1381.80	1038.57	1045.63	137.70	0.13	110.16	1790.95	2795.13
0.5 L	1381.80	1038.57	1045.63	137.70	0.13	110.16	1790.95	2795.13

İç ve dış kirişlere gelen eğilme momentleri farklıdır. Tablo 2.16’da ve Tablo 2.17’de Dayanım-1 kombinasyonuna göre iç ve dış kirişlerde hesaplanan eğilme momentleri ve taşıma gücü kapasiteleri özetlenmiştir.

Tablo 2.16 İç Kiriş Moment Taşıma Gücü Kontrolleri

<i>İç Kiriş</i>	M_{DC} [kNm]	M_{DW} [kNm]	M_{LL+PL} [kNm]	$M_{\text{Dayanım-I}}$ [kNm]	ϕM_n [kNm]	Sonuç
Mesnet Kesiti	0.00	0.00	0.00	0.00	1802.52	✓
0.1 L	214.65	57.60	244.93	783.34	1802.52	✓
2.5 m	260.86	70.00	285.32	930.38	1802.52	✓
4 m	381.60	102.40	384.61	1303.67	2129.93	✓
0.2 L	381.60	102.40	384.61	1303.67	2129.93	✓
0.3 L	500.85	134.40	476.91	1662.26	2795.13	✓
7 m	542.59	145.60	509.52	1788.29	2795.13	✓
0.4 L	572.40	153.60	532.55	1877.86	2795.13	✓
0.5 L	596.25	160.00	547.10	1942.74	2795.13	✓

Tablo 2.17 Dış Kiriş Moment Taşıma Gücü Kontrolleri

<i>Dış Kiriş</i>	M_{DC} [kNm]	M_{DW} [kNm]	M_{LL+PL} [kNm]	$M_{Davanım-}$ I [kNm]	ϕM_n [kNm]	Sonuç
Mesnet Kesiti	0.00	0.00	0.00	0.00	1802.52	✓
0.1 L	239.40	63.00	149.69	655.71	1802.52	✓
2.5 m	290.94	76.56	188.35	808.13	1802.52	✓
4 m	425.60	112.00	290.89	1209.06	2129.93	✓
0.2 L	425.60	112.00	290.89	1209.06	2129.93	✓
0.3 L	558.60	147.00	391.42	1603.74	2795.13	✓
7 m	605.15	159.25	426.46	1741.62	2795.13	✓
0.4 L	638.40	168.00	451.43	1840.00	2795.13	✓
0.5 L	665.00	175.00	471.35	1918.61	2795.13	✓

Minimum donatı kontrolü kesit çatlama dayanımına veya gereken taşıma gücüne göre yapılmaktadır. Kesitin taşıma gücü çatlama dayanımının en az 1.2 katı veya gereken taşıma gücünün 1.33 katı kadar olmalıdır. Kesitin çatlama momentinin hesabı Denklem 2.24’de verildiği gibi yapılmaktadır.

$$M_{cr} = (f_r + f_{pe}) \frac{I_c}{Y_{bc}} - M_{DC1} \left(\frac{I_c}{Y_{bc}} \bigg/ \frac{I_g}{Y_{bg}} - 1 \right) \quad (2.24)$$

Denklemde verilen f_{pe} ifadesi, servis durumunda kiriş altında yalnızca öngerilme kuvvetinden oluşan beton gerilmesi, f_r ise kiriş betonun kopma modülüdür (2.25).

$$f_r = 0.63 \times \sqrt{f_{cg}} \quad [f_{cg}; \text{MPa}] \quad (2.25)$$

Minimum boyuna donatı kontrollerinin özeti Tablo 2.18’de sunulmuştur.

Tablo 2.18 Minimum Boyuna Donatı Kontrolleri

	f_{pe} [MPa]	M_{DC1} [kNm]	1.2 M_{cr} [kNm]	1.33 M_u [kNm]	ϕM_n [kNm]	Sonuç
Mesnet Kesiti	7.43	0.00	1190.03	0.00	1802.52	✓
0.1 L	7.73	130.50	1159.68	1041.84	1802.52	✓
2.5 m	7.80	158.59	1153.15	1237.41	1802.52	✓
4 m	9.58	232.00	1303.32	1733.88	2129.93	✓
0.2 L	9.58	232.00	1303.32	1733.88	2129.93	✓
0.3 L	12.83	304.50	1608.40	2210.80	2795.13	✓
7 m	12.94	329.88	1607.32	2378.43	2795.13	✓
0.4 L	13.02	348.00	1606.56	2497.56	2795.13	✓
0.5 L	13.08	362.50	1605.94	2583.84	2795.13	✓

Tablo 2.18’ de yapılan çatlama hesabının açık bir şekilde gösterimi, kiriş 2.5m kesiti için aşağıda sunulmuştur.

$$f_{pe} = \frac{(0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{PT}) \times A_{ps}}{A_c} + \frac{(0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{PT}) \times A_{ps} \times (Y_{bc} - e) \times Y_{bc}}{A_c}$$

$$f_{pe} = \frac{(0.7 \times 1860 - 196.9) \times 789.6}{0.4378 \times 10^6} + \frac{(0.7 \times 1860 - 196.9) 789.6 \times (663.3 - 85) \times 663.3}{0.05765 \times 10^{12}} = 7.8 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.63 \times \sqrt{40} = 3.98 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \frac{(3.98 + 7.80)}{10^{-3}} \frac{0.05765}{0.6633} - 158.59 \left(\frac{0.05765}{0.6633} / \frac{0.0302}{0.4866} - 1 \right) = 1153.15 \text{ MPa}$$

Kesme Dayanımı ve Etriye Hesapları

Kesme dayanımı hesapları kiriş gövdesinde ve kiriş ile tabliye ara yüzünde oluşan yatay kesme hesapları başlıkları altında anlatılmıştır. Kesme hesaplarında dayanım azaltma faktörü $\phi=0.90$ alınmaktadır. Kiriş kesme dayanımı, betonun kesme dayanımı ve kesitteki etriyenin sağladığı kesme dayanımının toplamıdır (2.26).

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad (2.26)$$

Betonun kesme dayanımı hesabı Denklem 2.27’te verilmiştir. Denklemden verilen (β) katsayısı, kesme çatlağı olan betonun çekme kuvveti taşıma kapasitesine bağlı bir katsayı olup yönetmelikte verilen tablolardan alınmıştır. Kesme hesabında etkili kesme derinliği (d_v) olarak, ortalama çekme derinliğinin (d_e) %90’nı ve kiriş yüksekliğinin %72’sinin büyük olanı alınacaktır.

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (2.27)$$

Etriyenin sağladığı kesme dayanımı, etriyenin yerleşim açısına (α) ve betonda oluşan diyagonal basınç gerilmesine bağlı olarak hesaplanmaktadır (2.28). Bu değerler yönetmelikte verilen abaklardan alınmıştır. Tasarımı yapılan kirişte, etriyeler dik olarak yerleştirilmiş ve mesnet bölgesinde $\phi 12/100$ mm, açıklık bölgesinde $\phi 12/200$ mm kapalı etriye seçilmiştir.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (2.28)$$

İç ve dış kirişlerde Dayanım-1 kombinasyonuna göre hesaplanan etriye alanları Tablo-2.19 ve 2.20’de sunulmuştur.

Tablo 2.19 İç Kirişte Gereken Etriye Alanları

<i>İç Kiriş</i>	V _{DC} [kN]	V _{DW} [kN]	V _{LL+PL} [kN]	V _{Davanim-I} [kN]	φV _n [kN]	V _s [kN]	A _{v/s} [mm ² /m]
Mesnet Kesiti	119.25	32.00	151.88	462.85	514.28	11.31	14.57
0.1 L	95.40	25.60	115.50	359.78	399.75	210.78	302.37
2.5 m	89.44	24.00	110.58	341.31	379.24	205.22	340.16
4 m	71.55	19.20	98.28	290.23	322.48	157.28	284.34
0.2 L	71.55	19.20	98.28	290.23	322.48	157.28	284.34
0.3 L	47.70	12.80	83.73	225.35	250.39	68.63	102.81
7 m	35.78	9.60	76.73	193.40	214.88	40.74	68.04
0.4 L	23.85	6.40	69.74	161.46	179.40	10.66	18.89
0.5 L	0.00	0.00	55.71	97.49	108.33	0.00	0.00

Tablo 2.20 Dış Kirişte Gereken Etriye Alanları

<i>Dış Kiriş</i>	V _{DC} [kN]	V _{DW} [kN]	V _{LL+PL} [kN]	V _{Davanim-I} [kN]	φV _n [kN]	V _s [kN]	A _{v/s} [mm ² /m]
Mesnet Kesiti	133.00	35.00	60.59	324.78	360.87	0.00	0.00
0.1 L	106.40	28.00	55.13	271.48	301.64	112.67	161.63
2.5 m	99.75	26.25	51.84	254.78	283.09	109.07	180.80
4 m	79.80	21.00	41.67	204.17	226.86	61.67	111.48
0.2 L	79.80	21.00	41.67	204.17	226.86	61.67	111.48
0.3 L	53.20	14.00	30.24	140.42	156.02	0.00	0.00
7 m	39.90	10.50	24.96	109.31	121.45	0.00	0.00
0.4 L	26.60	7.00	19.74	78.30	86.99	0.00	0.00
0.5 L	0.00	0.00	9.55	16.71	18.57	0.00	0.00

Kirişlerde yukarda hesaplanan etriye alanlarına ilave olarak, kirişin her iki ucundaki öngerilme halatlarının ankraj bölgelerine konulması gereken etriye miktarının belirlenmesinde kullanılan kuvvet değeri Denklem 2.29’da verilmiştir.

$$P_r = f_s A_s \quad (2.29)$$

Etriye izin verilen gerilme 140 MPa’dır ve kiriş yüksekliğinin 1/5’i genişliğindeki bir bölgeye yerleştirilmesi gerekmektedir. Hesaplanan kuvvet (P_r) aktarma anındaki öngerilme kuvvetinin %4 alınabilmektedir. Denklem 2.29 a göre hesaplanan etriye alanı gösterilmiştir.

$$A_s = \frac{P_r}{f_s} = \frac{0.04 \times 1028 \times 1000}{140} = 293.71 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{293.71 \times 1000}{900/5} + 14.57 = 1646.29 \text{ mm}^2/\text{m} < 2\phi 12/100 (2262 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Kirişin üzerindeki döşeme ile birlikte kompozit kesit olarak çalışabilmesi için, tabliye ve kiriş arasında oluşan kesme kuvvetinin karşılanması gerekmektedir. Bu kuvvet, düşey kesme kuvvetinin, ortalama çekme derinliğine bölünmesi ile bulunur :

$$V_h = \frac{V_u}{d_e} = \frac{462.85}{0.936} = 494.5 \text{ kN/m} \quad (2.30)$$

Kiriş ve tabliye arasına konulacak donatının kesme dayanımı sürtünmeye ve kohezyona bağlı olarak Denklem 2.31 verildiği gibi hesaplanmaktadır. Kiriş ile tabliye arasındaki yüzey temizlenir ve kirişin üzeri 6mm yüksekliğinde pürüzlendirilme yapıldığı takdirde kohezyon $ch=0.70$ MPa ve sürtünme katsayısı $\mu=1.0$ alınabilmektedir. Kirişin mesnet bölgesinde $\phi 12/100$ ($2262 \text{ mm}^2/\text{m}$) sürtünme kesme donatısı konulmuştur.

$$\phi V_n = \phi (ch \times b_v + \mu A_{vf} f_y) = 0.9(0.7 \times 800 + 1 \times 2262 \times 420) = 855.52 \text{ kN/m} \quad (2.31)$$

Sehim Tahkikleri

Kirişin yapım aşamasından, servis durumu aşamasına kadar her durumda kiriş betonunun elastisite modülüne ve prefabrik kesit veya kompozit kesit çalışma durumuna göre oluşacak sehimlerin adım adım belirlenmesi gerekmektedir. Bu aşamalar sırasıyla, aktarma anında öngerilme kuvvetinden oluşan ters sehim (2.32), kiriş ağırlığından oluşan sehim (2.33), döşeme dökülmesi sırasında oluşan sehim (2.34), ilave yüklerden oluşan sehim (2.35) ve hareketli yüklerden oluşan sehimlerdir. Hareketli yüklerin etkilerinden oluşan sehimler Sap 2000 programından elde edilmiştir.

$$\Delta_{ps} = \frac{P(Y_{bg} - e)L^2}{8E_{ci}I_g} \quad (2.32)$$

$$\Delta_g = \frac{5wL^4}{384E_{ci}I_g} \quad (2.33)$$

$$\Delta_s = \frac{5wL^4}{384E_cI_g} \quad (2.34)$$

$$\Delta_{Dw} = \frac{5wL^4}{384E_cI_c} \quad (2.35)$$

Yalnızca hareketli yüklerde oluşan sehim $L/800$ 'den küçük olması gerekmektedir. Hesaplanan kısa süreli ve uzun süreli sehimler Tablo 2.21'de sunulmuştur.[8] Aşağıdaki tabloda gösterilen kısa süreli ve uzun süreli sehimler, sehim katsayıları ile birlikte verilmiştir.

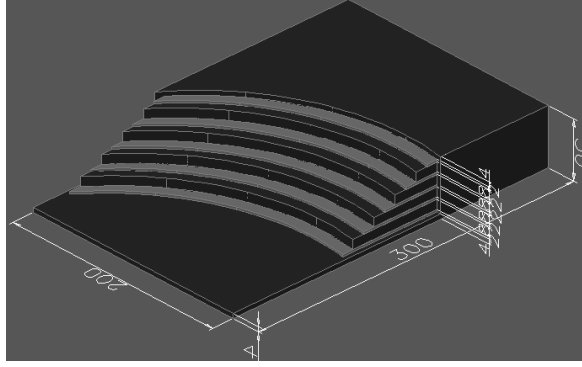
Tablo 2.21 Kısa Süreli ve Uzun Süreli Sehimler

		Δ_{ps} (mm)	Δ_g (mm)	Δ_s (mm)	Δ_{DW} (mm)	Δ_{LL} (mm)	Toplam Sehim (mm)
Kısa Süreli	Hesaplanan sehimler	1.0x-39.34	1.0x17.47	1.0x13.04	1.0x3.79	1.0x20.27	15.23
	Aktarma Anında	1.0x-39.34	1.0x17.47	-	-	-	-21.87
	Montaj Aşamasında	1.8 x -39.34	1.85x17.47	1.0x13.04	1.0x3.79	-	-21.68
Uzun Süreli	Hareketli yük yokken	2.2x-39.34	2.4x17.47	2.3x13.04	3.0x3.79	-	-3.29
	Hareketli yük varken	2.2x-39.34	2.4x17.47	2.3x13.04	3.0x3.79	1.0x20.27	16.98

2.3.1.2 Elastomer Mesnetlerin Boyutlandırılması

Elastomer mesnetler, öngerilme kirişlerinin başlık kirişine üniform bir şekilde yük aktarmasını sağlayan kauçuk ve çelik plakalardan oluşan mesnetlerdir. Elastomer mesnetler tabliyenin ısı genleşmesi durumunda veya deprem durumunda deforme olarak alt yapıda oluşacak kuvvetleri izole etmektedir. Tasarlanan köprü için seçilen elastomer 20x30cm boyutlarında ve 5cm yüksekliğindedir. Toplam Neopren kalınlığı 4cm ve çelik plaka kalınlıkları toplamı 1 cm'dir. Neoprenlerin çelik plakalara tam vulkanizasyonu sağlanmıştır. Bir katmandaki neopren kalınlığı 8 mm ve çelik kalınlığı 2 mm'dir. Seçilen elastomerin etkili rijitliği, neopren kalınlığına (h_{rt}) ve kayma modülüne bağlı olarak Denklem 2.36'da verildiği gibi hesaplanmıştır. Elastomer mesnetin kayma modülü $G=1000 \text{ kN/m}^2$ 'dir.

$$k = \frac{G \times A}{h_{rt}} = \frac{1000 \times 0.2 \times 0.3}{0.04} = 1500 \text{ kN/m} \quad (2.36)$$



Şekil 2.12 Elastomer Mesnet

Elastomer mesnetlerde yapılan kontroller aşağıda sunulmuştur.

Basınç Gerilmesi Kontrolü

Servis durumunda elastomer mesnedin her katmanındaki basınç gerilmesi aşağıda verilen şartları sağlamalıdır.

$$\sigma_s \leq 1.66 \times G \times S \leq 11 \text{ MPa} \quad (2.37)$$

$$\sigma_L \leq 0.66 \times G \times S \quad (2.38)$$

Denklemlerde verilen S sembolü elastomer mesnedin şekil faktörüdür ve elastomer boyutlarına ve elastomer katman kalınlığına göre hesaplanmaktadır (2.39).

$$S = \frac{L_{\text{elas}} W_{\text{elas}}}{2h_{\text{ri}} (L_{\text{elas}} + W_{\text{elas}})} \quad (2.39)$$

$$S = \frac{0.2 \times 0.3}{2 \times 0.008 (0.2 + 0.3)} = 7.5$$

$$\sigma_s \leq 1.66 \times 1 \times 7.5 = 12.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L \leq 0.66 \times 1 \times 7.5 = 4.95 \text{ MPa}$$

Servis durumunda elastomerde oluşan gerilme $\sigma_s = 5.33 \text{ MPa}$, ve yalnızca hareketli yükler altında oluşan gerilme $\sigma_L = 2.41 \text{ MPa}$ 'dır. Bu gerilmeler, kiriş mesnetinde hesaplanan kesme kuvvetlerinin elastomer alanına bölünmesiyle elde edilmiştir.

$$\sigma_s = \frac{V_{\text{ser}}}{A} = \frac{319.88 \times 10^3}{200 \times 300} = 5.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = \frac{V_{\text{LL}}}{A} = \frac{144.68 \times 10^3}{200 \times 300} = 2.41 \text{ MPa}$$

Kayma Deformasyonu Kontrolü

Kayma deformasyonu kontrolü, kirişin genleşmesine ve rötre katsayısına bağlı olarak hesaplanır (2.40). Sıcaklık değişimi -10°C ile $+30^{\circ}\text{C}$ arasında olacağı ve rötre katsayısının 0.0002 olduğu kabul edilmiştir.

$$\Delta s = (\alpha_T \times \Delta_t + R) \times L \quad (2.40)$$

Hesaplanan kayma deformasyonu, net elastomer kalınlığının yarısından az olmalıdır.

$$\Delta_t = 30 - (-10) = 40^{\circ}$$

$$\Delta s = (1.08 \times 10^{-5} \times 40 + 0.0002) \times 20 = 0.01264 < 0.04/2 = 0.02$$

Dönme Etkisi Altında Basınç Deformasyonu Kontrolü

Kiriş mesnetinin düşey yükler altında dönerek yukarı yönde hareket etmemesi gerekmektedir. Dikdörtgen kesitli elastomer mesnetler için verilen gerilme sınırları Denklem 2.41 ve 2.42’de gösterilmiştir.

$$\sigma_s > 1.0GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{L_{elas}}{h_{ri}} \right)^2 \quad (2.41)$$

$$\sigma_s < 1.875GS \left(1 - 0.20 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{L_{elas}}{h_{ri}} \right)^2 \right) \quad (2.42)$$

Servis yükleri altında mesnette oluşan toplam dönme, öngerilme kuvvetinin uygulanmasından, servis durumunda açıklık ortasında oluşan momentlere ve kiriş elastisite modüllerine bağlı olarak adım adım hesaplanmıştır. (2.43).

$$\theta_s = 0.420 \cdot L \cdot \left(\frac{M_{ps} + M_{DC}}{E_{ci} \times I_g} + \frac{M_{DW} + M_{PL} + M_{LL}}{E_c \times I_c} \right) \quad (2.43)$$

$$\theta_s = 0.420 \cdot 20 \cdot \left(\frac{-680.41 + 665}{28600 \times 0.302} + \frac{175 + 36 + 511.1}{31975 \times 0.0577} \right) \times \frac{1}{1000} = 0.00032 \text{ rad}$$

$$\sigma_s > 1.0 \times 1 \times 7.5 \left(\frac{0.0032}{4} \right) \left(\frac{200}{8} \right)^2 = 3.75 \text{ MPa} < \sigma_s = 5.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < 1.875 \times 1 \times 7.5 \left(1 - 0.20 \left(\frac{0.0032}{4} \right) \left(\frac{200}{8} \right)^2 \right) = 12.65 \text{ MPa} > \sigma_s = 5.33 \text{ MPa}$$

Elastomer Mesnet Stabilite Kontrolü

Elastomer mesnetlerin, servis yükleri altında stabilite kontrolü, Denklem 2.44-46'da gösterilmiştir.

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{S \sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad (2.44)$$

$$B = \frac{2.67}{S(S + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4W} \right)} \quad (2.45)$$

$$\sigma_s \leq \frac{G}{2A - B} \quad (2.46)$$

$$A = \frac{1.92 \frac{40}{200}}{7.5 \sqrt{1 + \frac{2 \times 200}{300}}} = 0.0335$$

$$B = \frac{2.67}{7.5(7.5 + 2.0) \left(1 + \frac{200}{4 \times 300} \right)} = 0.0321$$

$$\sigma_s = 5.33 \text{ Mpa} \leq \frac{1}{2 \times 0.0335 - 0.0321} = 28.65 \text{ MPa}$$

Çelik Levha Kalınlığı Kontrolü

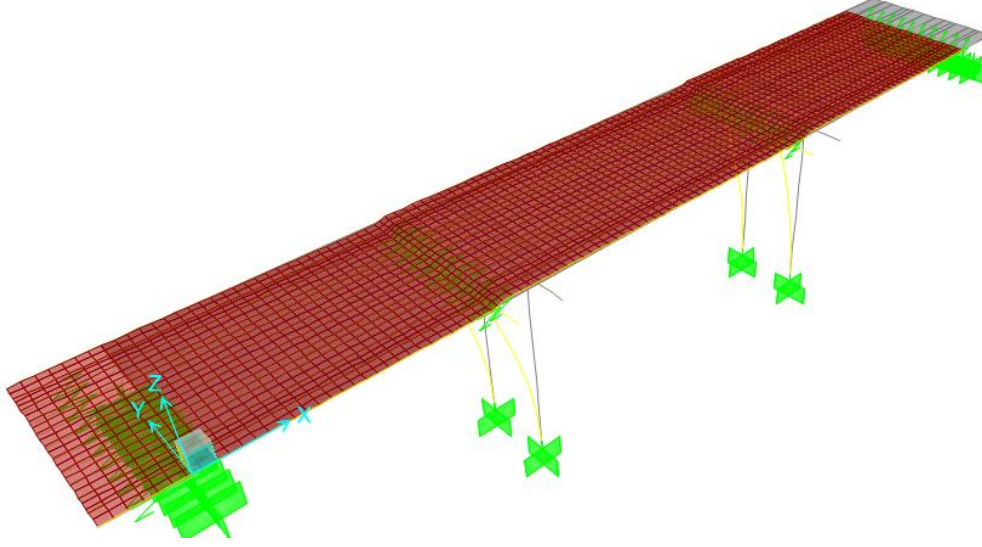
Elastomer mesnetin bir katmanındaki çelik levhaların kalınlığı Denklem 2.47'de hesaplanan değerden daha az olmamalıdır.

$$h_s \geq \frac{3h_{rt}\sigma_s}{F_y} = \frac{3 \times 8 \times 5.33}{240} = 0.533 \text{ mm} < 2 \text{ mm} \quad (2.47)$$

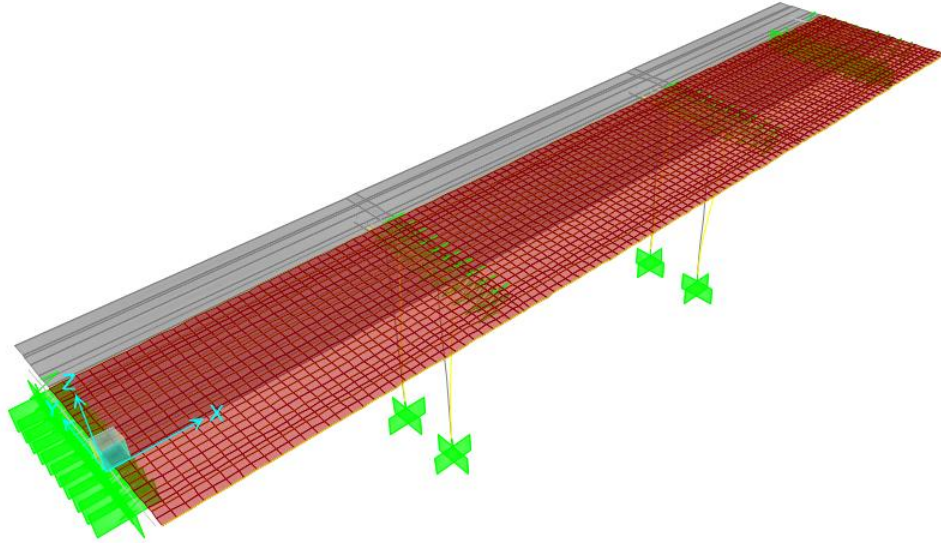
2.3.2 Alt Yapı Hesapları

Bu bölümde, köprü orta ayaklarının ve kenar ayaklarının düşey ve deprem yükleri altında çözümü anlatılmıştır. Köprünün orta ayakları ve tabliyesi modellenmiş ve Bölüm 2.3.1.2'de hesaplanan elastomer rijitliklerine bağlı olarak tabliye ve orta ayak başlık kirişleri link elemanlarla temsil edilmiştir. Kenar ayaklar ve orta ayak temelleri modele dahil edilmemiştir. Eleman rijitlikleri çatlamamış kesit eleman

rijitlikleridir. Deprem yükleri, LRFD’de verilen spektrum değerleri kullanılarak modal analiz yöntemi ile bulunmuştur. Şekil 2.13’te elde edilen mod şekilleri sunulmuştur.



X yönü Hakim Periyodu $T=0.84$ sn



Y yönü Hakim Periyodu $T=0.65$ sn

Şekil 2.13 Köprünün X ve Y Doğrultusundaki Mod Şekilleri

2.3.2.1 Başlık Kirişi ve Orta Ayak Kolonlarının Hesabı

Başlık Kirişleri Donatı Hesabı

Başlık kirişlerinin donatı hesabında deprem yükleri azaltma katsayısı $R=1$ olarak dikkate alınmıştır. Başlık kirişinde elde edilen en elverişsiz kesit tesirleri Tablo 2.22’de verilmiştir.

Tablo 2.22 Başlık Kirişi Kesit Tesirleri

Kombinasyon	M _{alt} (kNm)	M _{üst} (kNm)	V _{max} (kN/m)
EQY	3060.7	-3942.9	3254.9

Başlık kiriş eğilme hesaplarında kullanılan denklemler aşağıda verilmiştir. Eğilme hesaplarında dayanım azaltma faktörü $\phi=0.90$ alınmıştır.

$$\frac{M}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.48)$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c \beta_1 b_w} \quad (2.49)$$

Kesme hesaplarında dayanım azaltma faktörü $\phi=0.90$ alınmaktadır. Betonun kesme dayanımı (2.50), minimum kesme donatısı (2.51) ve kesitte izin verilen en büyük kesme kuvveti (2.52) aşağıda verilmiştir. Kesit kesme kapasitesi, betonun kesme dayanımı ve etriyenin sağladığı kesme dayanımlarının toplamı ile bulunur.

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.50)$$

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y} \quad (2.51)$$

$$V_u \leq 0.25 f'_c b_w d \quad (2.52)$$

Yukarıdaki denklemler kullanılarak hesaplanan donatıların özeti aşağıda verilmiştir.

Tablo 2.23 Başlık Kirişinde Seçilen Donatıların Özeti

	Gereken Donatı Alanı	Seçilen Donatı	Donatı oranı
Alt Eğilme Donatısı	73.5 cm ²	10 ϕ 32 (80.43 cm ²)	0.0047
Üst Eğilme Donatısı	96.51 cm ²	12 ϕ 32 (96.51 cm ²)	0.0056
Kesme Donatısı	Gereken Donatı Alanı	Seçilen Donatı	Maksimum Kesme Kuvveti
	45.21 cm ² /m	6 ϕ 14/15 (61.57 cm ² /m)	10781 kN

Kolon Donatı Hesapları

Kolon donatı hesapları, XTRACT programı yardımıyla normal kuvvet moment etkileşim diyagramları çizilerek yapılmıştır. AASHTO-LRFD yönetmeliğinde normal kuvvet ve eğilme halinde, dayanım azaltma faktörü normal kuvvete bağlı

olarak hesaplanmaktadır. Bu değerler deprem durumunda kolon normal kuvveti $0.2 \times f_c \times A_g$ değerinden büyük olması durumunda $\phi=0.50$, küçük olması durumunda ise $\phi=0.90-0.50$ değerleri arasında doğrusal olarak arttırılarak bulunmaktadır. Deprem yükleri azaltma katsayıları köprü enine yönde çerçeve davranışı için $R=5$, boyuna yönde ise $R=3$ alınmıştır. Kolonlarda elde edilen en elverişsiz kesit tesirleri Tablo 2.24'te verilmiştir. Yapılan hesaplarda, çekirdek betonunda sargı etkisi göz önüne alınmamıştır. Kolonlarda $30\phi 32$ boyuna donatı seçilmiştir.

Tablo 2.24 Kolonlarda Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri

Kombinasyon		P	V2	V3	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EQX	Maks	1630	209	88	396	1928
EQX	Min	2047	-185	-42	-251	-1829
EQY	Maks	1194	71	232	1114	614
EQY	Min	2483	-47	-185	-969	-515

Doğrusal analiz sonucu elde edilen moment değerleri kolonların narinliğine göre arttırılmıştır. Kolon etkili boy katsayısı (k), köprü enine yönünde 1, köprü boyuna yönünde 2 alınmıştır. Kolon rijitliği (EI), kolon atalet momenti ve donatı atalet momentine bağlı olarak Denklem 2.53 ve 2.54 verilen değerlerden en büyüğü alınmaktadır.

$$EI_1 = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (2.53)$$

$$EI_2 = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \quad (2.54)$$

Bu rijitlikten yola çıkarak Euler burkulma yükü hesaplanmış (2.55) ve bulunan burkulma yükü ve kesit üzerindeki normal kuvvete bağlı olarak moment arttırma katsayısı bulunmaktadır (2.56).

$$P_e = \frac{\pi EI}{(KL)^2} \quad (2.55)$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \quad (2.56)$$

Yukarıda açıklan denklemler kullanılarak elde edilen moment arttırma katsayıları kolon boyuna yön ve enine yön için Tablo 2.25’te gösterilmiştir.

Tablo 2.25 Euler Burkulma Yüğü ve Moment Arttırma Katsayıları

	A (m ²)	I _g (m ⁴)	I _s (m ⁴)	L (m)	KL/r	EI ₁ (kNm ²)	EI ₂ (kNm ²)	Pe (kN)	δ
Kolon Boyuna Yön	1.285	0.0907	0.0029	10.45	79	1038543	917086	7469	1.55
Kolon Enine Yön	1.285	0.1919	0.0031	10.45	27	1910170	1940339	55821	1.06

Yukarıda bulunan arttırma katsayıları ile momentler her iki yön için ayrı ayrı arttırılmıştır. Aşağıdaki tabloda gösterilen (θ) sembolü, toplam momentin (M_t) etkiye açısını göstermektedir.

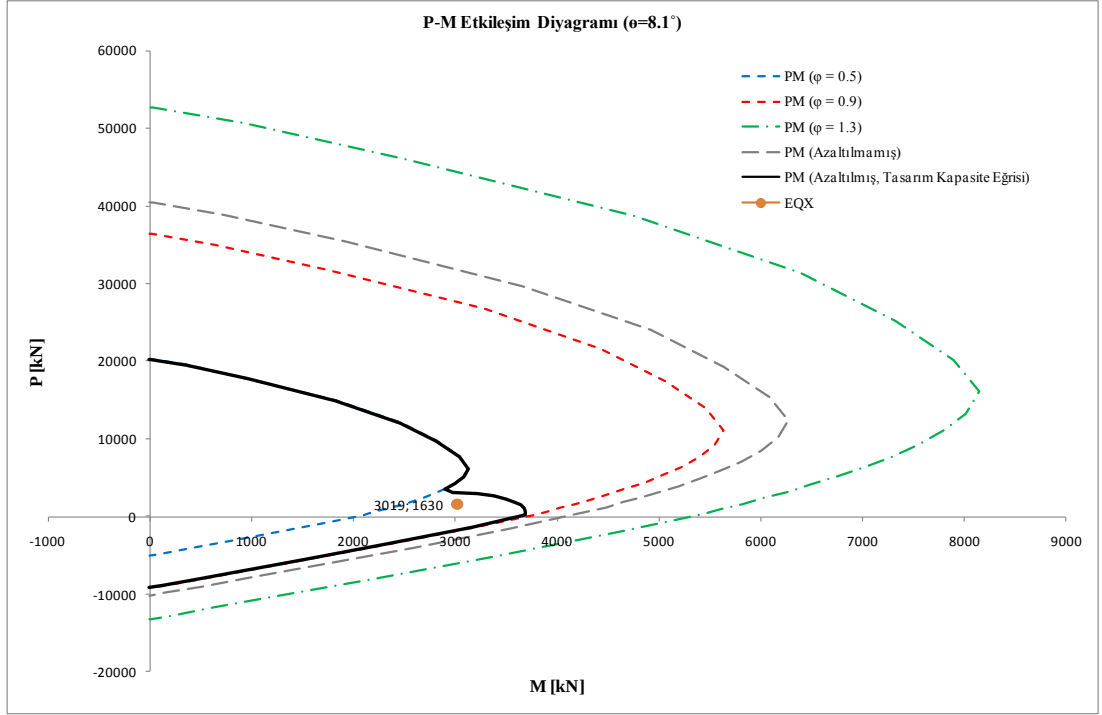
$$\theta = \text{Arctan}\left(\frac{\delta_2 \times M_2}{\delta_3 \times M_3}\right) \quad (2.57)$$

$$M_t = \sqrt{\delta_2 \times M_2 + \delta_3 \times M_3} \quad (2.58)$$

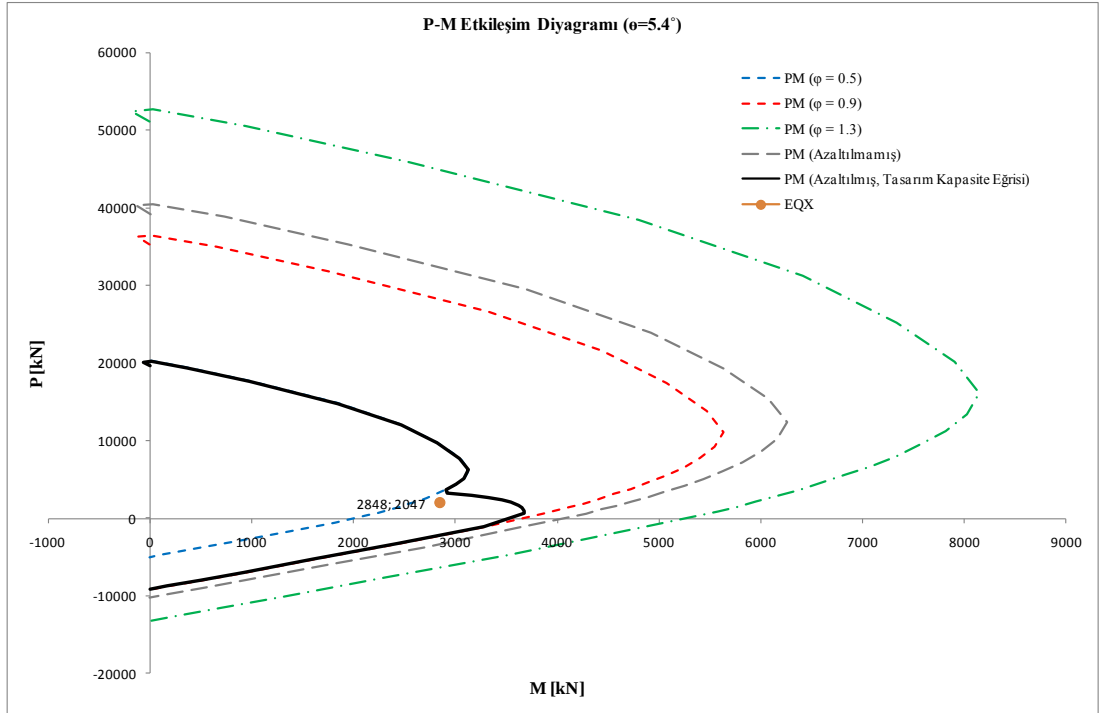
Tablo 2.26 Artırılmış Kolon Momentleri

		P (kN)	δ ₂ xM ₂ (kNm)	δ ₃ x M ₃ (kNm)	θ	M _t (kNm)
EQX	Maks	1630	424	2988	8.1	3018.29
EQX	Min	2047	-269	-2835	5.4	2847.643
EQY	Maks	1194	1192	952	51.4	1525.303
EQY	Min	2483	-1037	-798	52.4	1308.518

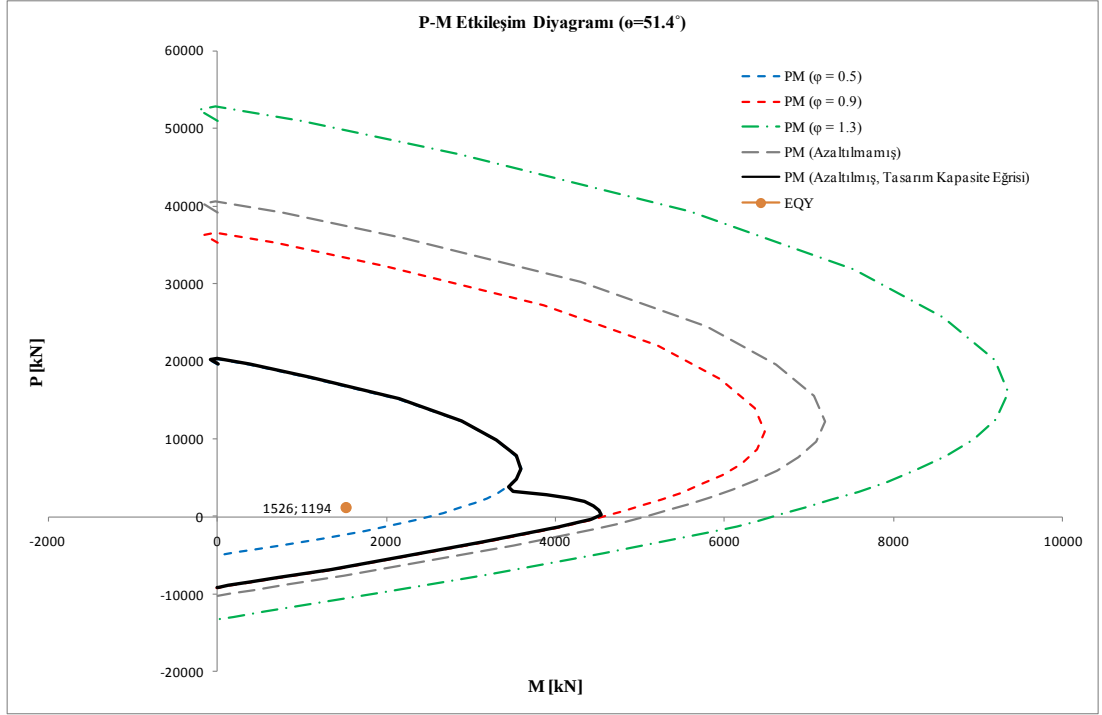
Yukarıda bulunan moment etkiye açısına göre Xtract programı yardımıyla Normal kuvvet-Moment etkileşim diyagramları çizilmiş ve X yönü depremi için Şekil 2.14’te Y yönü depremi için Şekil 2.15’te gösterilmiştir.



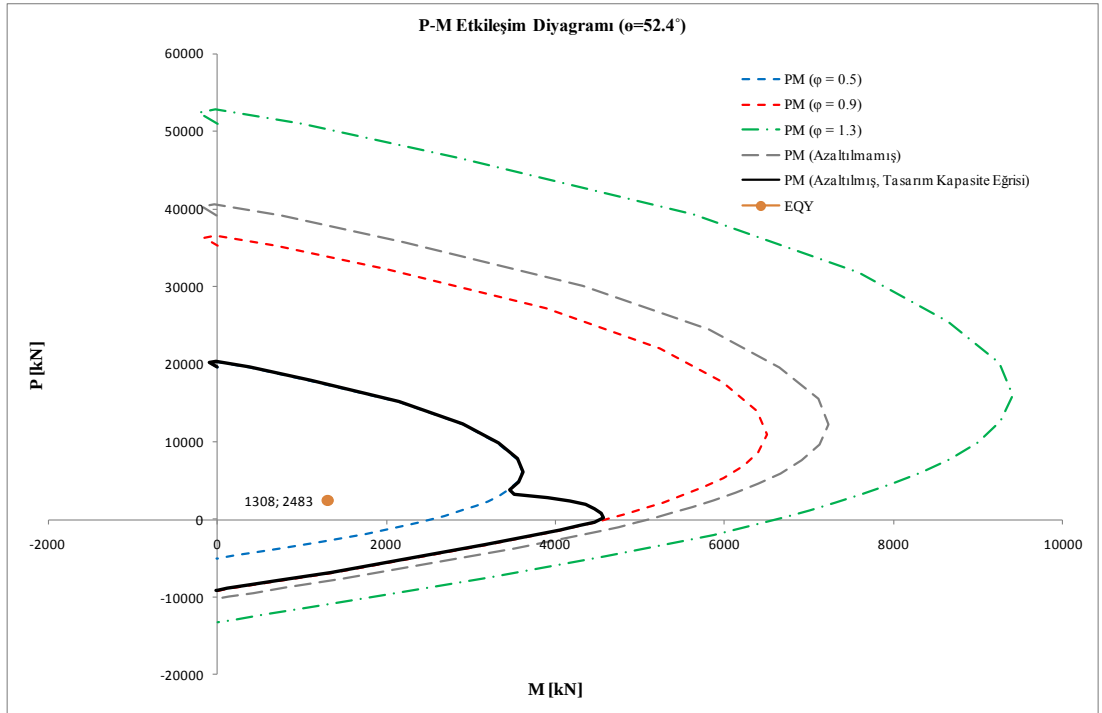
Şekil 2.14a X Yönü Depremi Kolon Etkileşim Diyagramı-1



Şekil 2.14b X Yönü Depremi Kolon P-M Etkileşim Diyagramı-2



Şekil 2.15a Y Yönü Depremi Kolon P-M Etkileşim Diyagramı-1



Şekil 2.15b Y Yönü Depremi Kolon P-M Etkileşim Diyagramı-2

Kolon kesme hesapları, başlık kirişi hesapları bölümünde gösterilen kesme kontrolleri ile aynı şekilde yapılmıştır. Kolonların kesme kontrollerinde deprem yükü azaltma katsayısı $R=1$ alınmaktadır. Kolonlarda kesme kontrolleri dışında minimum

sargı donatısı şartı, aşağıda verilen denklemlerle bulunmaktadır. Yapılan kesme kontrollerinde eliptik kolonun kesit yüksekliği olarak, eşdeğer dikdörtgen kesit yüksekliği kabul edilmiştir.

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq 0.30h_c \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (2.59)$$

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq 0.12h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.60)$$

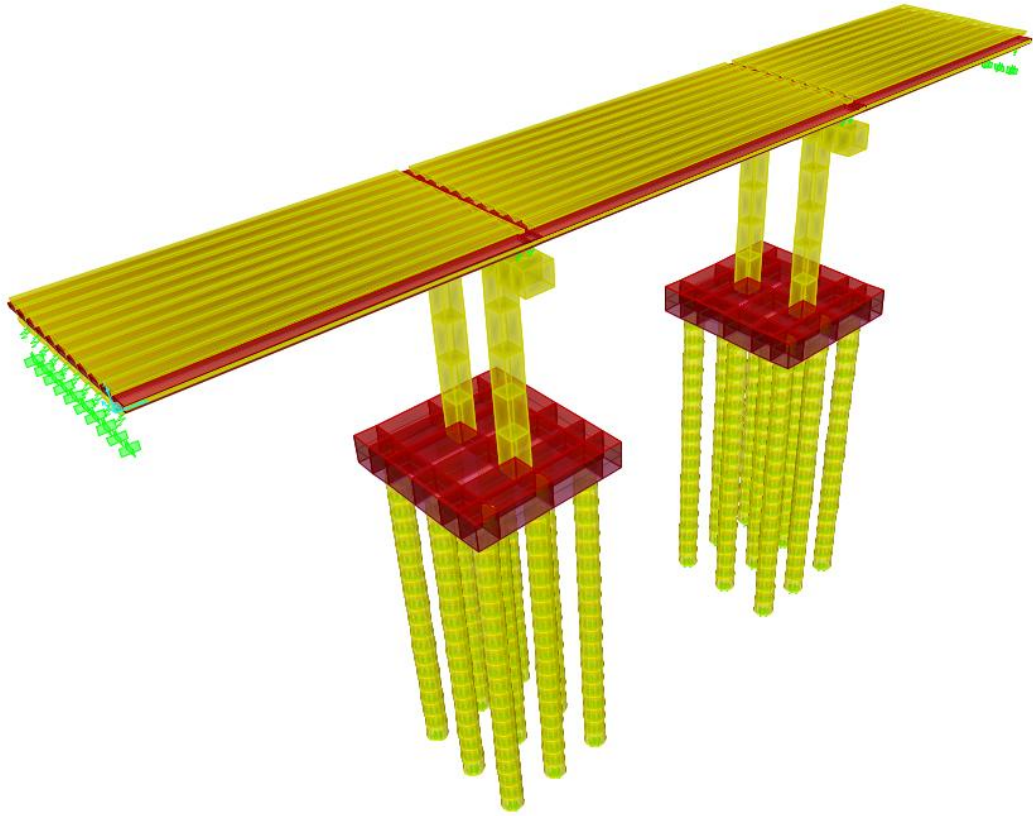
Yapılan hesapların özeti ve seçilen donatı alanları Tablo 2.27’de sunulmuştur.

Tablo 2.27 Kolon Kesme Kontrollerinin Özeti

	V_{max}	V_c	Gereken Etriye Alanı	Sargı Şartı	Sargı Şartı	Seçilen Donatı	
	(kN)	(kN)	(mm ² /m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(mm ² /m)
Kolon Boyuna Yön	605	1009	-	3299	6428	6φ14/100	9236
Kolon Enine Yön	1063	1020	310	4325	8428	6φ14/100	9236

2.3.1.2 Orta Ayak Temeli ve Kazıklarının Hesabı

AASHTO-LRFD yönetmeliğinde, temel ve kazıkların hesaplarında deprem yükü azaltma katsayısı $R=1$ alınmaktadır. Daha ekonomik bir çözüm için kolon plastikleşme momentlerinden yola çıkılarak, temel ve kazıkların boyutlandırılmasına izin verilmektedir. Kolon plastikleşme momenti yönetmelikte, dayanım azaltma faktörü $\phi=1.3$ alınarak bulunmaktadır. Bu tez çalışmasında yapılan hesaplarda, deprem yükü azaltma katsayısı $R=1$ alınarak çözüm yapılmıştır. Köprünün kazık ve temellerle birlikte bir modeli oluşturulmuş ve çok modlu spektral analiz yapılarak temel ve kazık boyutlandırılmıştır. Orta ayak temeli boyutları 9.00mx8.40 olup kalınlığı 1.50m’dir. Kazıklar köprü boyuna yönde 3.00m, enine yönünde 3.20 m ara ile yerleştirilmiştir. Kazık çapı 1.20m’dir. Yapılan kazık modelinde zemin, verilen yanal yataklanma katsayılarına göre hesaplanan, yatay yay elemanlarla temsil edilmiştir. Kazık alt ucunda düşey yönde mesnet tariflenmiş ve diğer iki yönde serbest bırakılmıştır. Temel altında ise düşey yönde herhangi bir yay sabiti tanımlanmamıştır. Yapılan bilgisayar modeli Şekil 2.16’da sunulmuştur.

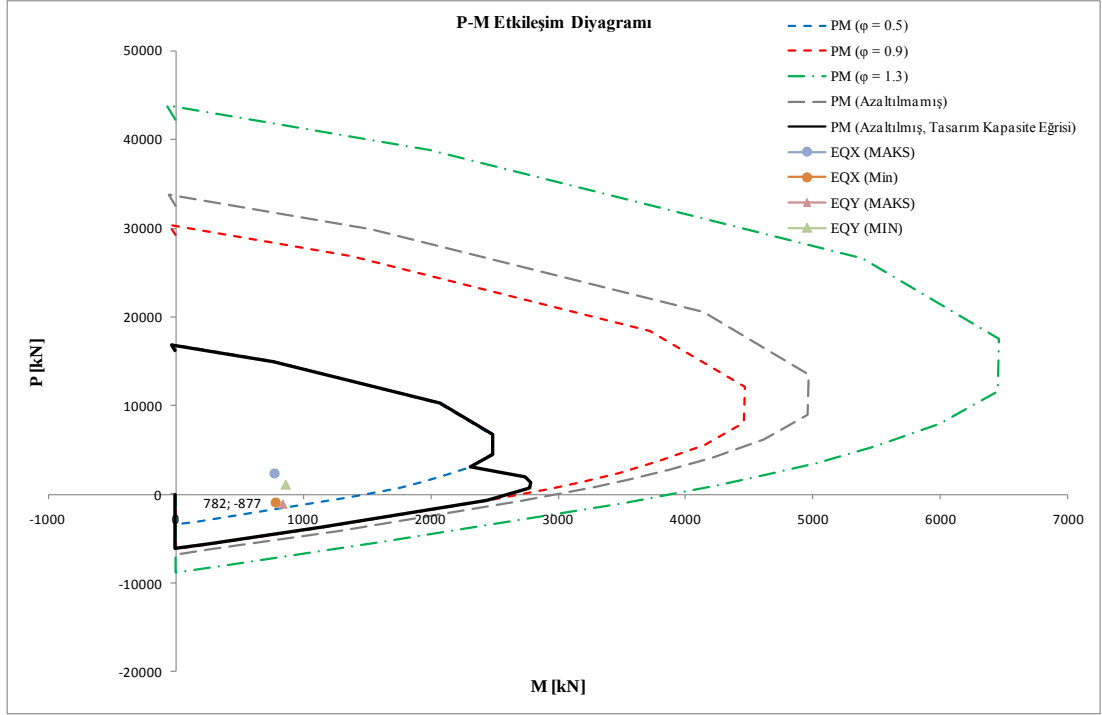


Şekil 2.16 Köprünün Kazık ve Temelleri İçeren Bilgisayar Modeli

Kazıklarda oluşan en elverişsiz kesit tesirlerinin özeti aşağıda sunulmuştur. Servis yükleri altında ve deprem durumunda kazıklarda izin verilen çekme ve basınç kuvveti ile ilgili herhangi bir zemin bilgisi bulunamadığından dolayı bu bölümde sadece kazık donatı hesapları sunulmuştur. Kazıklarda 20 ϕ 32 boyuna donatı seçilmiş ve kazıklara ait Normal kuvvet Moment etkileşim diyagramı Şekil 2.17’de sunulmuştur. Kazık dairesel olduğundan, grafikte sunulan kombinasyonlara ait momentler M2 ve M3 momentlerinin karelerinin toplamının kareköküdür.

Tablo 2.28 Orta Ayak Kazıklarında Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri Özeti

		P	V2	V3	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m
EQX	maks	-877	294	113	274	732
EQX	min	2291	-293	-112	-272	-728
EQY	maks	-1148	111	443	818	201
EQY	min	1122	-94	-457	-826	-246



Şekil 2.17 Orta Ayak Kazığı Normal Kuvvet-Moment Etkileşim Diyagramı

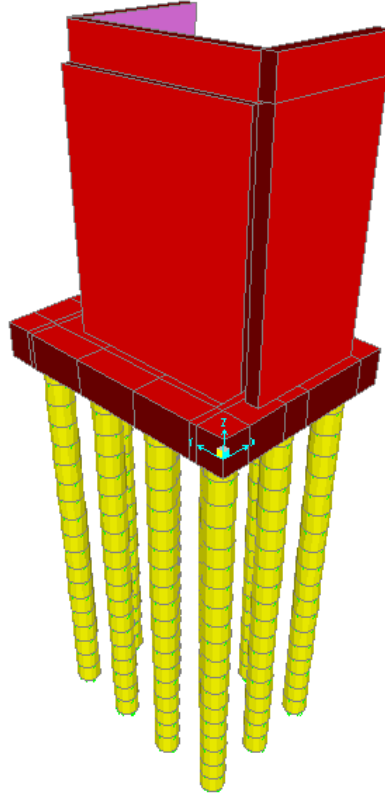
Kazık kesme hesapları, kolon tasarımı bölümünde anlatıldığı gibi yapılmıştır. Kazık betonunun kesme dayanımı, kesitte oluşan maksimum kesme kuvvetinden büyük olduğundan dolayı, minimum sargı şartına uyularak $\phi 14/75$ mm spiral sargı donatısı seçilmiştir. Temelde oluşan kesit tesirleri ve seçilen donatılar Tablo 2.29’da sunulmuştur.

Tablo 2.29 Temelde Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri Özeti

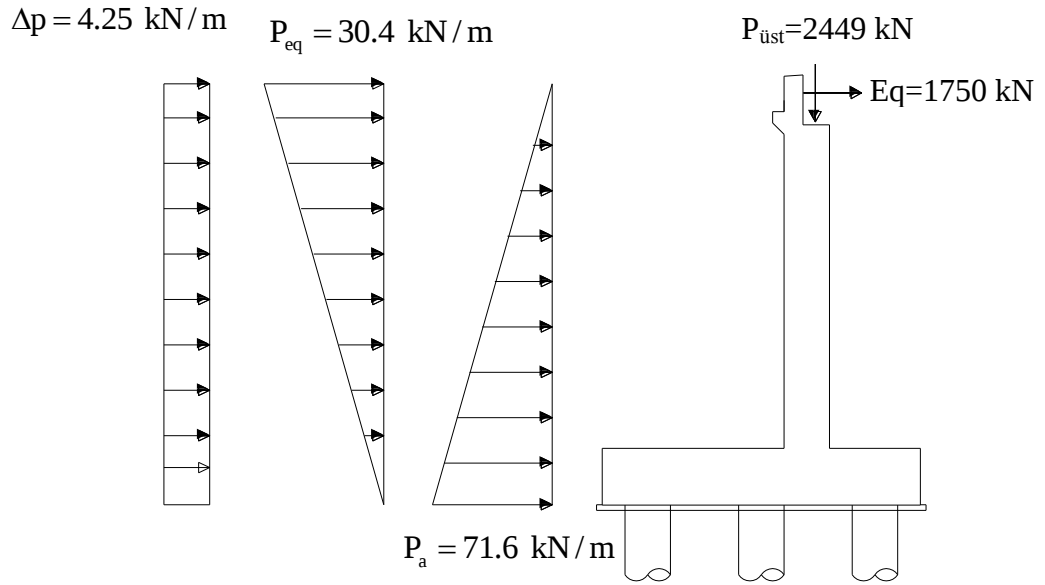
	Kombi nasyon	M_{maks}	M_{min}	Gereken Alt Donatı Alanı	Seçilen Alt Donatı	Gereken Üst Donatı Alanı	Seçilen Üst Donatı
		kNm/ m	kNm/ m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m
Temel Boyuna Yön	EQX	2270	-1460	4266	$\phi 26/150 + \phi 22/150$ (6074 mm ²)	2714	$\phi 26/150$ (3540 mm ²)
Temel Enine Yön	EQY	2736	-1890	5174	$\phi 26/150 + \phi 22/150$ (6074 mm ²)	3533	$\phi 26/150$ (3540 mm ²)

2.3.1.3 Kenar Ayak Hesapları

AASHTO-LRFD’de, kenar ayakların deprem durumunda elastik davranması istenmektedir. Yapılan hesaplarda, deprem yüklerinde bir azaltma yapılmamıştır. Kenar ayak için ayrı bir model hazırlanmış ve Bölüm 2.3.1.2 verilen üst yapı modelinin çözümünden kenar ayak elastomerlerinde elde edilen servis durumundaki düşey yükler ve azaltılmamış deprem kombinasyonundan elde edilen yatay yükler okunarak hazırlanan modele dış yük olarak etkitilmiştir. Toprak yükleri ve Mononobe Okobe yöntemi ile bulunan toprak deprem yükleri, kenar ayak duvarlarına yüklenmiştir. Elde edilen sonuçlarda Dayanım kombinasyonlarından çok deprem kombinasyonlarının etkin olduğu görülmüştür. Kenar ayaklarda ana perde kalınlığı 1.2m, kanat duvarları kalınlığı 0.6m, temel kalınlığı 1.5m ve dairesel kazık çapı 1.2m’dir. Kenar ayak yüksekliği 10.45m’dir. Kenar ayaklar için hazırlanan bilgisayar modeli Şekil 2.18’de ve etkitilen yüklerin özeti Şekil 2.19’da gösterilmiştir.



Şekil 2.18 Kenar Ayak Bilgisayar Modeli



Şekil 2.19 Kenar Ayağa Etkiyen Yüklerin Özeti

Kenar ayakların, kazıklı olmasından dolayı herhangi bir stabilite tahkiki yapılmamıştır. Kenar ayak elemanlarında analiz sonucu elde edilen kesit tesirleri ve seçilen donatılar Tablo 2.30’da özetlenmiştir.

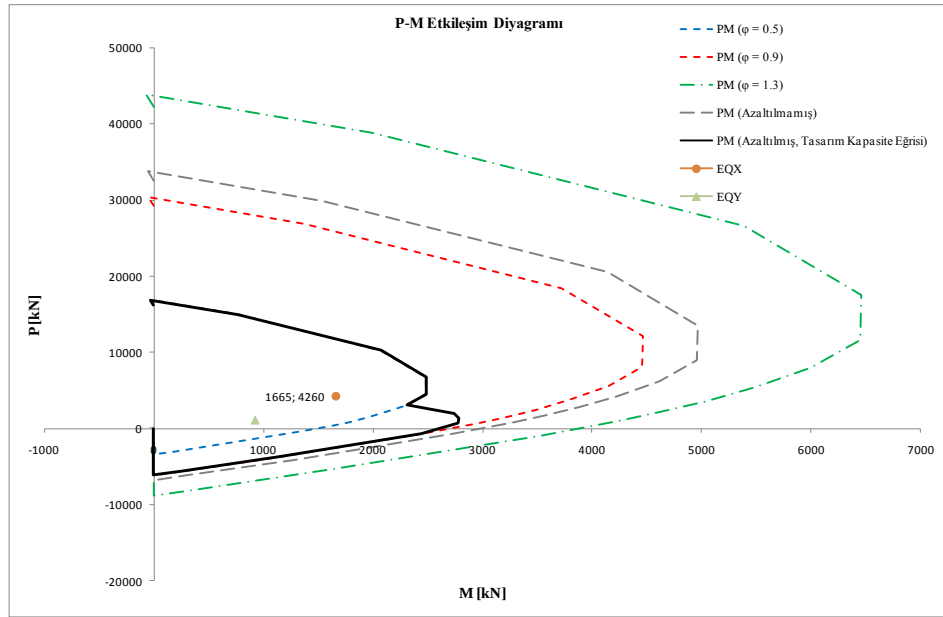
Tablo 2.30 Kenar Ayakta Elde Edilen Kesit Tesirleri ve Donatı Alanları

		Pozitif Moment	Negatif Moment	Gerekli Alt Donatı	Gerekli Üst Donatı	Seçilen Alt Donatı	Seçilen Üst Donatı	Alt Donatı Oranı (ρ)	Üst Donatı Oranı (ρ)
		(kNm/m)	(kNm/m)	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m	-	-
Temel	Enine Yön	1100	915	2053	1689	26 ϕ 15 (3539 mm ² /m)	26 ϕ 15 (3539 mm ² /m)	0.00244	0.00244
	Boyuna Yön	1220	705	2261	1297	26 ϕ 15 (3539 mm ² /m)	26 ϕ 15 (3539 mm ² /m)	0.00244	0.00244
Gövde Perdesi	Düşey Donatı	1010	-	2372	-	22 ϕ 15 (2534 mm ² /m)	20 ϕ 15 (2094 mm ² /m)	0.0022	0.00182
	Yatay Donatı	680	430	1586	998	20 ϕ 15 (2094 mm ² /m)	20 ϕ 15 (2094 mm ² /m)	0.00182	0.00182
Kanat Perdesi	Düşey Donatı	460	150	2308	731	16 ϕ 15 + 16 ϕ 15 (2681 mm ² /m)	16 ϕ 15 (1340 mm ² /m)	0.00487	0.00244
	Yatay Donatı	360	-	1789	-	16 ϕ 15 + 16 ϕ 15 (2681 mm ² /m)	-	0.00487	-

Kenar ayak kazıklarında oluşan en elverişsiz kesit tesirlerinin özeti Tablo 2.31’de verilmiştir. Kenar ayak kazıklarında seçilen boyuna donatı (20 ϕ 32) orta ayak kazıkları ile aynıdır. Kazıkların Normal kuvvet-Moment etkileşim diyagramı Şekil-2.20’de verilmiştir. Kazıklarda oluşan maksimum kesme kuvveti 715 kN’dur. Kazık betonun kesme dayanımı 1120 kN olduğundan sargı şartına uyularak ϕ 14/75 mm spiral sargı donatısı seçilmiştir.

Tablo 2.31 Kenar Ayak Kazıklarında Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri Özeti

	P	V2	V3	M2	M3
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
EQX	4260	710	71	207	1652
EQY	921	472	193	466	1003



Şekil 2.20 Kenar Ayak Kazığı Normal Kuvvet-Moment Etkileşim Diyagramı

2.3.1.4 Deprem Takoza Hesapları

Deprem takozu, deprem durumunda kayıcı elastomer mesnetlerin yatay doğrultuda öngörülenden daha fazla ötelenmelerini engellemek ve olası ötelenmelerde kirişlerin başlık kirişi üzerinden düşmesini engellemek amacıyla konulmaktadır. Hesaplar, azaltılmamış deprem yükleri etkisinde, başlık kirişleri üzerindeki elastomerlere gelen toplam kesme kuvvetinin, takozla aktarılacağı düşüncesiyle hareket edilerek yapılmıştır. Takoz hesapları, eğilme etkisinden çok kesme etkisinin belirleyici

olmasından dolayı Denklem 2.61 verilen sürtünme kesme kontrolü yapılmıştır. Genel olarak takozların dökümü, başlık kirişinin dökümünden sonra gerçekleştiği ve başlık kirişi üzerindeki takoz alanı pürüzlendirileceği için sürtünme kesme katsayısı $\mu=1.00$ ve kohezyon katsayısı $c=0.70$ MPa alınmıştır. Takoz başlık kirişi genişliği boyunca sürekli olarak devam etmektedir. Köprü deprem takozu planları EK-C’de verilmiştir.

$$A_{vf} = \frac{V_n - cA_{cv} - \mu P_c}{\mu f_y} \quad (2.61)$$

Başlık kirişi üzerindeki elastomer sayısı: 20

Bir elastomere gelen kesme kuvveti : 96.5 kN

Başlık kirişi üzerindeki takoz sayısı : 6 adet

$$A_{vf} = \frac{(96.5/0.9) \times 20 \times 1000 - 0.70 \times 337500 - 1.00 \times 0}{1.00 \times 420} = 4544 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı : 2x11 ϕ 20 (6908 mm²)

2.3.1.5 AASHTO-LRFD’ye göre Tasarlanan Köprünün Mevcut Köprüyle Karşılaştırılması

Mevcut köprü AASHTO-1996’ya göre tasarlanmıştır [5]. Tasarlanan köprü ile mevcut köprü karşılaştırıldığında, temellerde, kazıklarda, kenar ayak perdelerinde ve elastomerlerde her iki tasarım sonucunun yakın olduğu ve hem boyutlarda hem de seçilen donatılarda bir farklılık olmadığı görülmüştür. LRFD’ye göre yapılan çözümde, önerilmeli kirişte halat sayısı 14 adet bulunmuş ancak mevcut köprü önerilmeli kirişinde 12 adet halat olduğu görülmüştür. Halat sayısındaki bu farklılık, AASHTO-1996 yönetmeliğinde kamyon ve şerit yüklemeleri ayrı ayrı kombinasyonlarda, AASHTO-LRFD yönetmeliğinde ise kamyon ve şerit yüklerinin aynı anda yüklenerek çözüm yapılmasından kaynaklanmaktadır. LRFD yönetmeliğine göre tasarlanan köprüde, orta ayak kolonu düşey donatıları 30 ϕ 32 seçilmiş, ancak mevcut köprüde 30 ϕ 26 boyuna donatı olduğu görülmüştür. Mevcut köprünün hesap raporu incelendiğinde, kolonun konsol olarak çalıştığı köprü boyuna doğrultusunda, kolon etkili boy katsayısının $k=1.00$ alınarak kolon narinlik hesaplarının yapıldığı görülmüştür. LRFD’ye göre yapılan tasarımda ise bu değer $k=2.0$ alınarak daha güvenli tarafta bir hesap yapılmıştır. Kolon boyuna doğrultusunda, etkili boy katsayısının elastomer rijitliklerine bağlı olarak $k=2.0-1.00$

arasında bir değer olacağı tahmin edilmektedir. Sonuç olarak mevcut köprü orta ayak kolonu tasarımının, daha güvensiz tarafta kaldığı yorumu yapılabilir. Tasarımı yapılan köprü ile mevcut köprü arasındaki bir diğer farklılık başlık kirişlerindedir. Mevcut köprü başlık kirişi tasarımında, deprem yüklerinin azaltılarak çözümlendiği ($R=3-5$) ancak her iki yönetmelikte de başlık kirişlerinde plastik mafsall oluşmasına izin verilmediği görülmüştür. Başlık kirişlerinin deprem yüklerini azaltmadan $R=1$ alınarak boyutlandırılması gerekmektedir. Şekil 2.21’de mevcut köprü ile tasarlanan köprü elemanları arasındaki farklılıklar gösterilmiştir.

	KOLON	BAŞLIK KİRİŞİ	ÖNGERMELİ KİRİŞ L=20.6M
Aashto-LRFD (Tasarlanan Köprü)			1.sırada 8 adet halat-4 adedi 4m kılıflı 2.sırada 6 adet halat-2 adedi 2.5m kılıflı
Aashto-1996 (Mevcut Köprü)			1.sırada 8 adet halat-4 adedi 4m kılıflı 2.sırada 4 adet halat-2 adedi 2.5m kılıflı

Şekil 2.21 Mevcut Köprü ile Tasarlanan Köprü Elemanları Arasındaki Farklılıklar

3. MEVCUT KÖPRÜNÜN ARTIMSAL EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1 Genel Kavramlar ve Kabuller

3.1.1 Betonarme Malzeme Modelleri

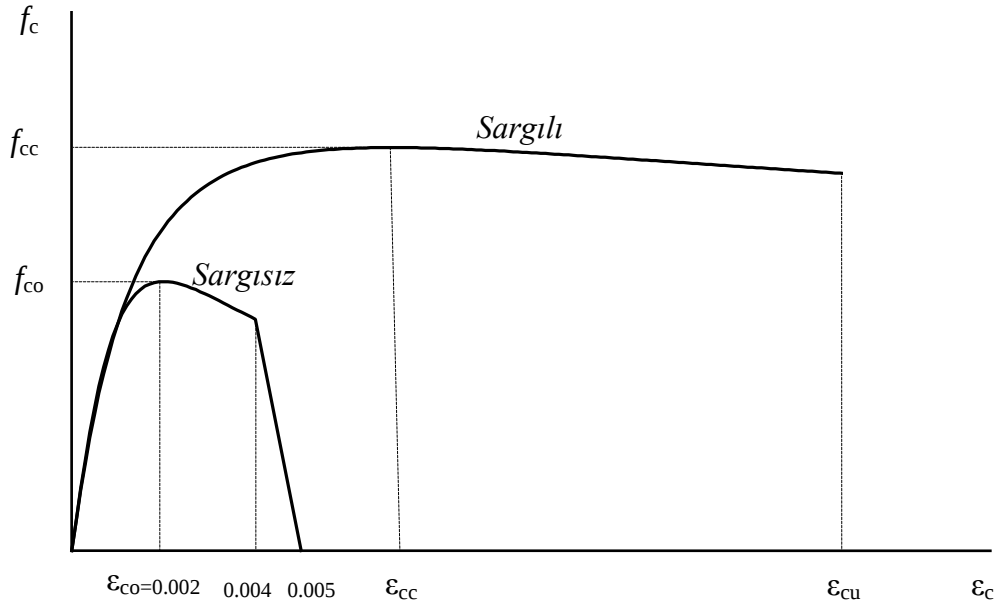
Beton; çimento, su ve agreganın uygun oranlarda karışımı ile elde edilen yüksek basınç dayanımına sahip bir malzemedir. Yüksek basınç dayanımına sahip olan beton, çekme kuvvetleri altında aynı dayanımı sergileyememektedir. Betonun bu zayıf çekme dayanımı artırmak amacıyla içine yüksek çekme dayanıma donatı çeliği yerleştirilerek çekme kuvvetleri altında da daha güçlü bir dayanıma sahip olan betonarme yapı malzemesi elde edilir. Basınç yükleri altında, donatı çubuklarının burkulmalarını engellemek ve kesme kuvvetleri altında, gevrek kırılmayı önlemek amacıyla bu çelik çubuklar enine doğrultuda da sargılanırlar. Bu sargılamanın, betonun basınç dayanımına katkısı olduğu gibi malzemenin sünekliğini de arttırdığı bilinmektedir. Richart, Brandtzaeg ve Brown (1928) yaptıkları deneysel araştırmalarda sargılama etkisinin betonun basınç dayanımına olan katkısını şu şekilde tanımlamıştır [9].

$$f_{cc} = f_c + 4.1 \times f_1 \quad (3.1)$$

3.1.1.1 Beton için Kullanılan Malzeme Modeli

Günümüzde sargılı ve sargısız beton için tanımlanan bir çok malzeme modeli bulunmaktadır. Bu tez çalışmasında, Mander'in sargılı ve sargısız beton modelleri kullanılmıştır. Kullanılan sargılı ve sargısız beton modellerinin Gerilme-Şekil Değiştirme grafiği Şekil 3.1'de verilmiştir. Sargılı betonun davranışı, enine donatı özelliklerine ve etkili sargılama basıncına bağlı olarak hesaplanmakta olup DBYYHY'de verilen denklemlerle bulunmuştur. Grafikte gösterilen f_{co} , f_{cc} , ϵ_{co} , ϵ_{cc} , ve ϵ_{cu} simgeleri sırasıyla, sargısız beton basınç dayanımını, sargılı beton dayanımını, sargısız betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki birim şekildeğiştirmeyi, sargılı betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki

birim şekildeğiştirmeyi ve sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesini temsil etmektedir.



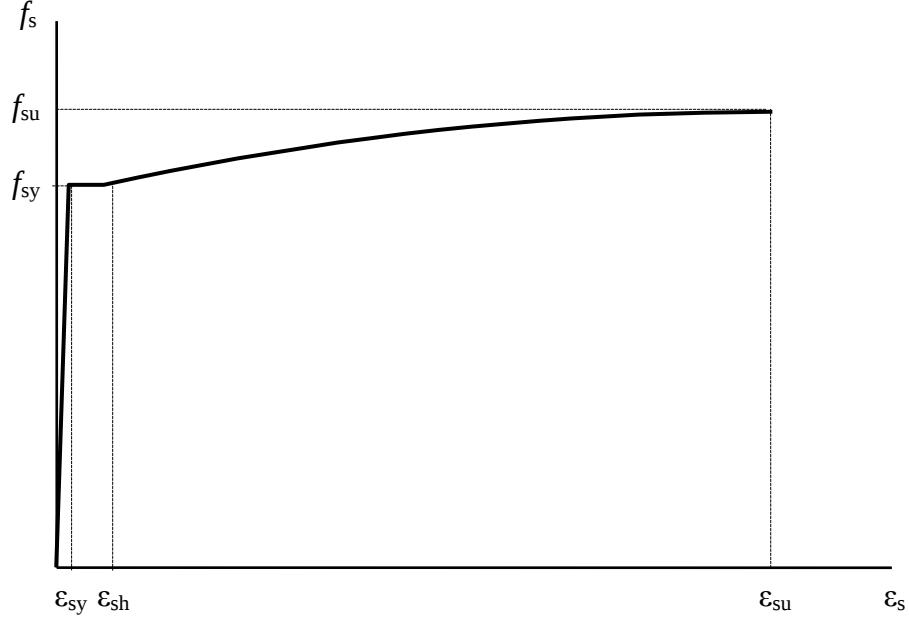
Şekil 3.1 Betonun Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

3.1.1.2 Donatı Çeliği için Kullanılan Malzeme Modeli

Donatı çeliği, monoton artan çekme kuvvetleri altındaki gerilme şekil değiştirme ilişkisi, elastik bölge, akma platosu bölgesi ve pekleşme bölgesi olarak 3 aşamada incelenmektedir [9]. Bu tez çalışmasında kullanılan donatı çeliği malzeme modelinin Gerilme-Şekil Değiştirme grafiği Şekil 3.2’de verilmiştir [10]. Grafikte verilen ϵ_{sy} , ϵ_{sh} , ϵ_{su} , f_{sy} , f_{su} , simgeleri sırasıyla donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesini, donatı çeliğinin akma platosu sonundaki birim şekildeğiştirmesini, donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesini, donatı çeliğinin akma dayanımı, donatı çeliğinin kopma dayanımını temsil etmektedir. Bu değerler S420 ve S220 donatı çelikleri için Tablo 3.1’de verilmiştir.

Tablo 3.1 Donatı Çelikleri için Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Değerleri

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 3.2 Çeliğin Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

3.1.2 Plastik Mafsal Hipotezi

Yukarıda tanımlanan malzeme modellerinden de anlaşılaçağı gibi artan yükler altında malzeme doğrusal olmayan bir davranış sergilemektedir. Bu malzemelerden yapılmış sistemlerde, artan yükler altında, bazı kesitler doğrusal elastik sınırı aşmakta ve bu kesitlerde doğrusal olmayan plastik şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal elastik davrandığı kabul edilir [3]. Bu varsayım plastik mafsal hipotezi olarak isimlendirilmektedir. DLH yönetmeliğı çubuk eleman olarak idealleştiren ayak ve kazıklardaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine ulaşması durumunda plastik şekil değiştirmelerin plastik mafsal boyunca düzgün yayılı olduğunu kabul etmekte ve plastik mafsal boyunun belirlenmesinde (Denklem 3.2) Priestley'in önerdiği yöntemi kabul etmektedir [11].

$$L_p = 0.08 \times h_k + 0.022 f_y d_b \geq 0.044 f_y d_b \quad (3.2)$$

Başlık kirişlerinde ise, kesitin çalışan yüksekliğine bağılı olarak plastik mafsal boyu belirlenmektedir.

$$L_p = \frac{h}{2} \quad (3.3)$$

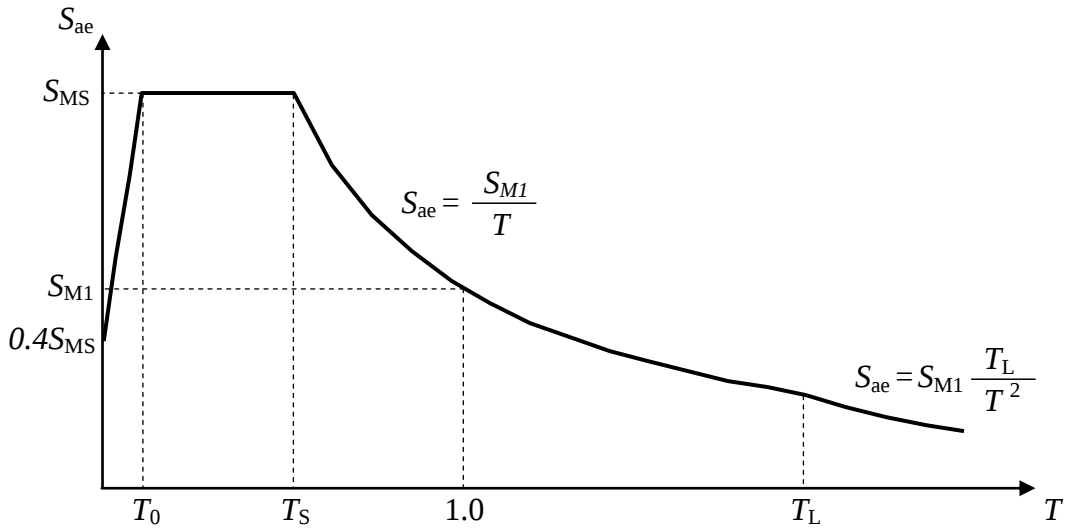
3.1.3 Süneklik

Yapılar genel olarak düşey yükler ve deprem yükleri altında doğrusal olarak çözümlenmektedir. Bu çözümlemede, kesitlerin doğrusal olmayan davranışı da gözönünde bulundurularak, elastik deprem yükleri azaltılarak taşıyıcı sistem elemanları boyutlandırılmaktadır. Süneklik, bir kesitin dış yükte önemli bir değişiklik olmadan elastik ötesi şekil değiştirme yeteneği olarak tanımlanmaktadır.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3.4)$$

3.2 DLH Yönetmeliğine Göre Deprem Performansının Değerlendirilmesi

DLH yönetmeliği temel ilke olarak, deprem etkileri altında performansa göre tasarımı ele almaktadır. Bu tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki depremlerde taşıyıcı sistemde oluşan hasarlar belirlenerek ve bu hasarların kabul edilebilir hasar sınırları içerisinde olup olmadığı kontrol edilmektedir. Yönetmelikte üç adet (D1,D2,D3) deprem düzeyi tanımlanmıştır. Bu depremler sırasıyla, 50 yılda aşılma olasılığı %50, %10 ve %2 olan depremlerdir. Bu depremlerin dönüş periyodu sırasıyla 72, 475 ve 2475 yıldır. Yönetmelikte, ülke enlem ve boylamlarına göre spektral ivme değerleri bu üç deprem için ayrı ayrı verilmiştir. Yönetmelikte tanımlanan deprem tasarım spektrumu Şekil 3.3'te gösterilmiştir.



Şekil 3.3 DLH Yönetmeliği Deprem Tasarım Spektrumu

(D1), (D2) ve (D3) Deprem Düzeyleri için kısa doğal titreşim periyodu (0.2 saniye) ve 1.0 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşı gelen spektral ivme değerleri sırası

ile SMS ve SM1'dir. Bu değerler, B grubu zemin sınıfı için köprü koordinatlarına bağlı olarak DLH yönetmeliğinden alınmıştır. Deprem tasarım spektrumları aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$S_{ae}(T) = 0.4 S_{MS} + 0.6 \frac{S_{MS}}{T_0} T \quad (T_0 \leq T) \quad (3.5a)$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS} \quad (T_0 \leq T \leq T_S) \quad (3.5b)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1}}{T} \quad (T_S \leq T \leq T_L) \quad (3.5c)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T) \quad (3.5d)$$

Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu $T_L=12s$ alınmaktadır. Spektrum köşe periyotları T_0 ve T_S ise aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$T_S = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad ; \quad T_0 = 0.2 T_S \quad (3.6)$$

3.2.1 Köprü Performans Hedefleri ve Elemanlarının Hasar Sınırları

DLH yönetmeliğinde, köprünün performans hedefleri köprü sınıflandırılmasına bağlı olarak belirlenmiştir. Köprüler, özel köprüler, normal köprüler ve basit köprüler olarak üç sınıfa ayrılmıştır. Stratejik güzergahlar üzerinde bulunan ve deprem sonrasında hemen servis vermesi beklenen köprüler, özel köprü sınıfına, tek açıklıklı ve açıklığı 10m'den fazla olmayan köprüler ile etkin yer ivmesi 0.1g'den küçük olan köprüler, basit köprü sınıfına girmektedir. Bu iki köprü sınıfı dışında kalan tüm köprüler, normal köprü olarak tanımlanmıştır. Tez'e konu olan köprü stratejik öneme sahip olmadığından dolayı, normal köprü sınıfına girmektedir.

Yönetmelikte, dört adet performans seviyesi tanımlanmıştır. Minimum hasar performans düzeyi (MH), deprem etkisinde köprüde hiç hasar meydana gelmemesi ve yapısal hasarların çok sınırlı olması durumunu tanımlamaktadır. Kontrollü hasar performans düzeyi (KH), depreme etkisi altında çok ağır olmayan ve onarılabilir hasarın meydana gelmesine izin verilen performans sınıfı olarak tanımlanmaktadır. İleri hasar performans düzeyi (İH), köprüde deprem etkisi altında göçme öncesinde

meydana gelen ağır ve yaygın hasarı temsil etmektedir. Köprü sınıfına göre hedeflenen performans seviyeleri Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2 Çeşitli Deprem Düzeylerinde Hedeflenen Performans Düzeyleri

Köprü Sınıfı	(D1) Deprem Düzeyi	(D2) Deprem Düzeyi	(D3) Deprem Düzeyi
Özel Köprüler	–	MH	KH
Normal Köprüler	MH	KH	(İH)
Basit Köprüler	(MH)	KH	(İH)

Yönetmelikte, betonarme veya öngerilmeli başlık kirişlerinde plastik mafsalların oluşmasına hiçbir zaman izin verilmemektedir. Ayakların plastik kesitleri için tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri Tablo 3.3’te verilmiştir.

Tablo 3.3 Ayakların Plastik Kesitleri İçin Tanımlanan Birim Şekildeğiştirme Kapasiteleri

Birim şekildeğiştirme	Performans Düzeyi	
	MH	KH
Beton basınç birim şekildeğiştirmesi	0.004	0.020
Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi	0.010	0.040

3.2.2 Performansın Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle Belirlenmesi

Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, deprem etkisi altında, plastik şekil değiştirme istemlerinin hesaplanarak, yapı performansını belirlemektir. Bu bölümde artımsal eşdeğer deprem yüğü yönteminin uygulama koşulları ve uygulama yöntemi ile ilgili bilgiler verilmiştir.

Artımsal eşdeğer deprem yüğü yönteminin uygulanabilmesi için köprü taşıyıcı sisteminin her iki doğrultuda düzenli olması ve hakim periyoda ait etkin kütlelerin katılım oranının en az %70 olması gerekmektedir.

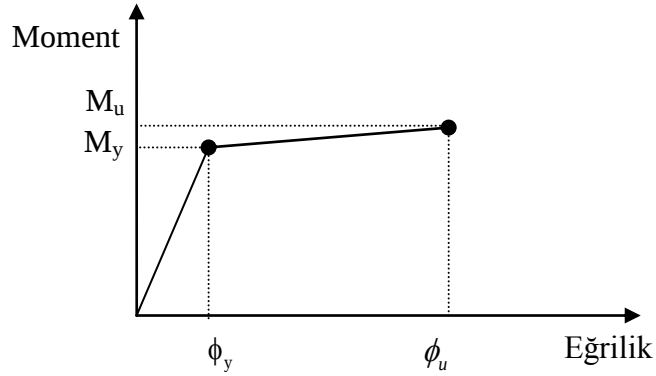
3.2.2.1 Doğrusal olmayan Ayak ve Kazık Modelleri

Köprü ayakları ve kazıklar iki eksenli eğilmeye ve eksenel kuvvete maruz elemanlardır. Bu etkiler altında kazık ve köprü ayağı normal kuvvet ve plastikleşme momenti ilişkisine bağlı olarak modellenmelidir. Başlık kirişleri modellerinde ise normal kuvvetin etkisi ihmal edilerek moment eğrilik ilişkisi tanımı ile davranışı modellenmektedir.

Betonarme ayak ve kazıkların akma öncesi başlangıç rijitlikleri olarak, çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri kullanılacaktır. Bu eğilme rijitlikleri, Denklem 3.7’de verildiği gibi hesaplanabilir.

$$(EI)_e = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (3.7)$$

Pekleşme momentini dikkate alarak idealize edilmiş bir moment eğrilik ilişkisi Şekil 3.4’te sunulmuştur.



Şekil 3.4 İdealize Edilmiş Moment Eğrilik İlişkisi

3.2.2.2 Yöntemde İzlenecek Adımlar

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde, yapısal kapasite, koordinatları tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti olan itme eğrisi ile temsil edilmektedir. Tepe yerdeğiştirmesi, köprünün tabliye merkezinde göz önüne alınan deprem doğrultusunda, her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirme. İtme eğrisine uygulanacak bir koordinat dönüşümüyle, koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir [3].

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

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (3.8)$$

$V_{x1}^{(i)}$ deprem doğrultusunda hakim moda ait (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen taban kesme kuvvetini, M_{x1} deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan hakim moda ait etkin kütleyi göstermektedir.

(b) (i)'inci itme adımında deprem doğrultusunda hakim moda ait modal yerdeğiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için Denklem 3.9'da verilen bağıntı kullanılabilir.

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (3.9)$$

Deprem doğrultusunda hakim moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve birinci doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1 'den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (3.10)$$

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, hakim moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle modal yerdeğiştirme istemi hesaplanacaktır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşittir:

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (3.11)$$

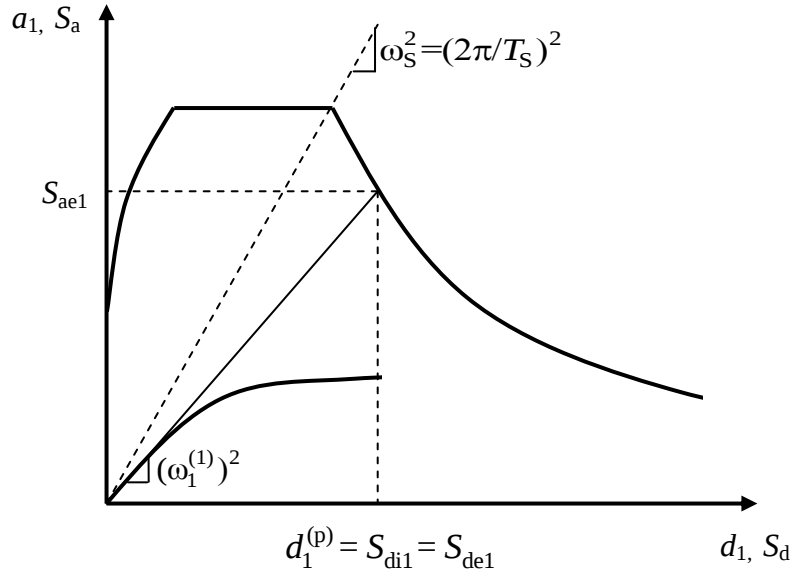
Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağılı olarak Denklem (3.12) ile elde edilir:

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (3.12)$$

Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (3.13)$$

Denklem 3.12 verilen C_{R1} hakim moda ait spektral yerdeğiştirme oranını temsil etmektedir. Herhangi bir doğrultu için doğrusal elastik davranan yapının etkin rijitlik kullanılarak hesaplanan hakim periyodu zeminin T_s periyodundan Şekil 3.5'te gösterildiği gibi büyük ise $C_{R1}=1$ değerini almaktadır.



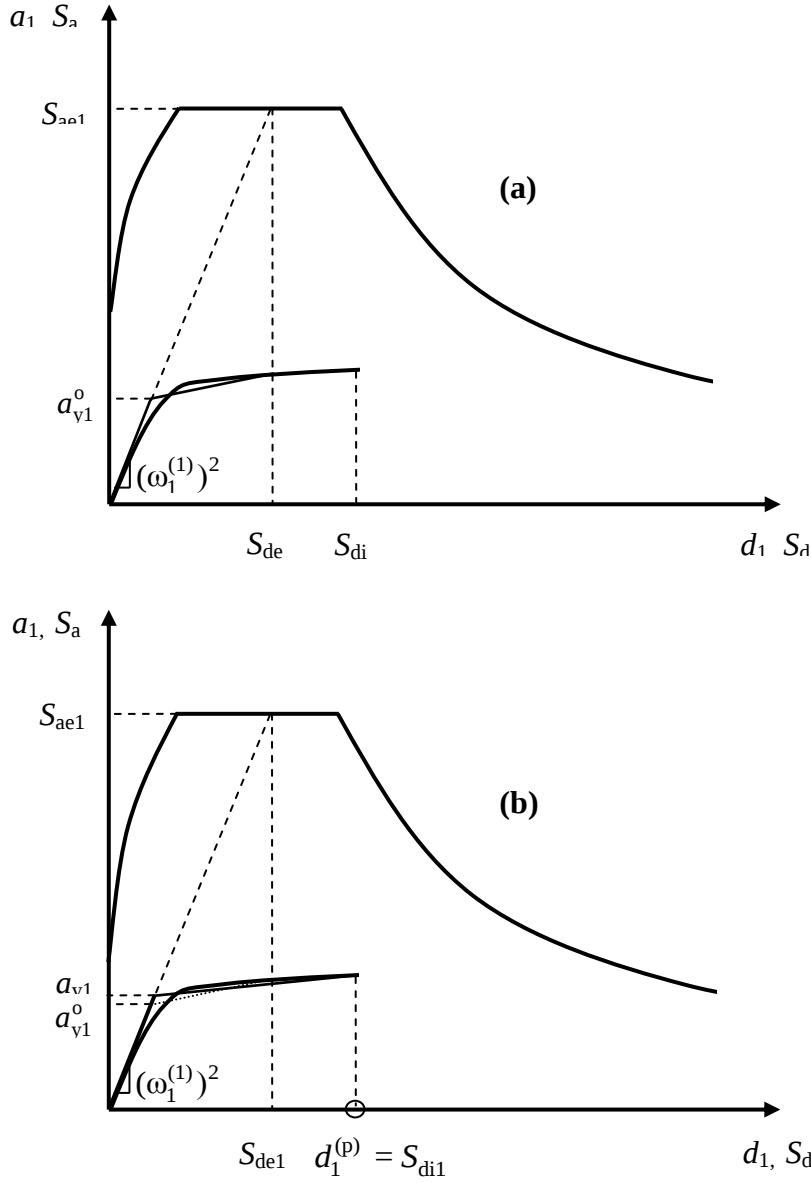
Şekil 3.5 Performans Noktasının Belirlenmesi-1

T1 başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod olan T_S 'den daha kısa olması durumunda spektral yerdeğiştirme oranı $CR1$ ardışık yaklaşımla Denklem 3.14'de verildiği gibi hesaplanacaktır.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_S / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (3.14)$$

Ardışık yaklaşımın ilk adımında $CR1=1$ kabulü yapılacaktır. Bu bağıntıda R_{y1} Denklem (3.15)'de verilen birinci moda ait *dayanım azaltma katsayısı*'nı göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (3.15)$$



Şekil 3.6 Performans Noktasının Belirlenmesi-2

Son itme adımı $i = p$ için Denklem (3.11)'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$ 'nin Denklem (3.9)'de yerine konulması ile, deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir:

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (3.16)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanmaktadır.

3.2.2.3 Birim Şekil Değişirme İsteminin Belirlenmesi

Artımsal itme analizi sonucunda, herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.17)$$

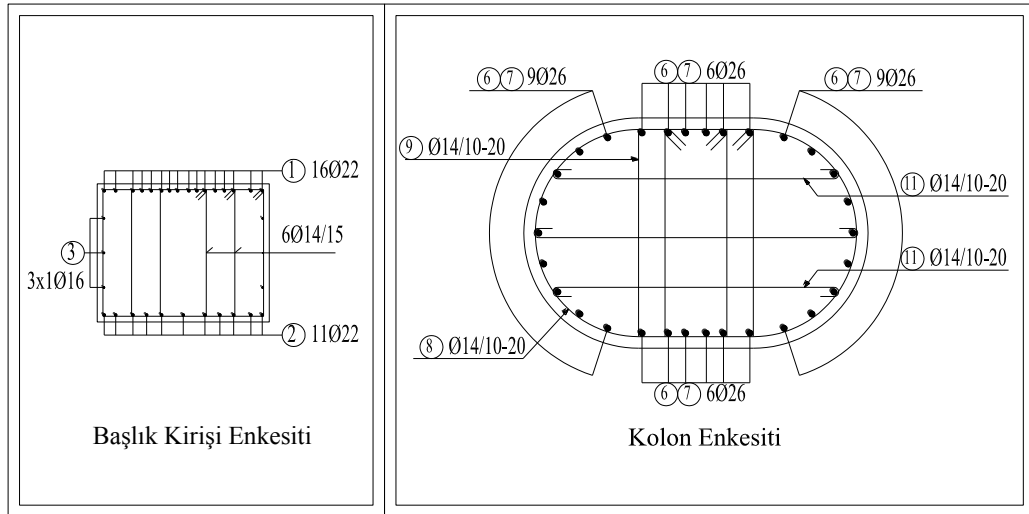
Hesap aşamalarında seçilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak, eğilme momenti-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan (ϕ_y) eşdeğer akma eğriligi, Denklem (3.17) ile tanımlanan (ϕ_p) plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki (ϕ_t) toplam eğrilik istemi elde edilmektedir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.18)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirme istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanacaktır.

3.3. Mevcut Köprünün Performans Değerlendirmesi

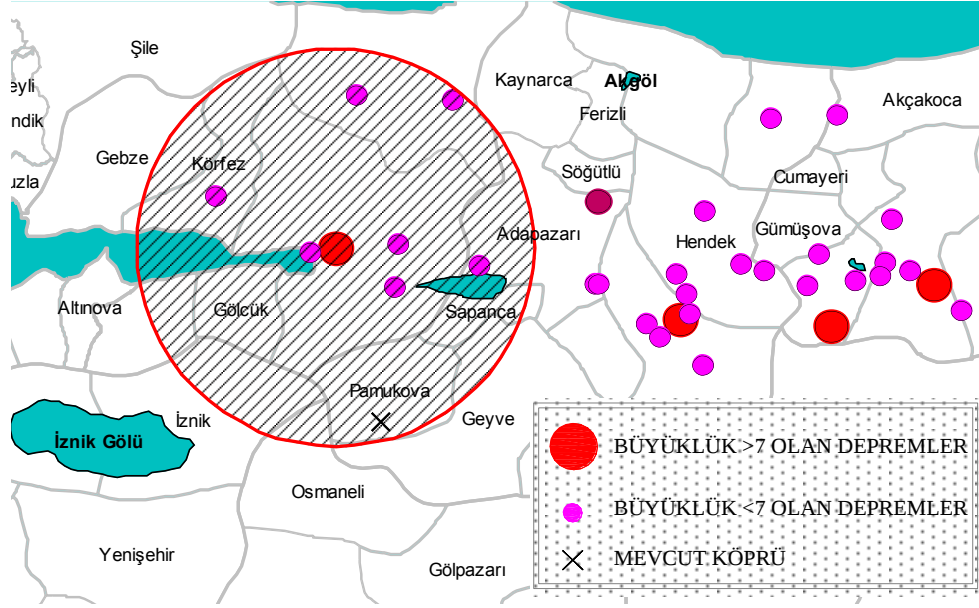
Bu bölümde mevcut köprünün, DLH yönetmeliğinde verilen ivme spektrumu ve performans sınırları dahilinde incelenmesi açıklanmıştır. Mevcut köprü DLH’de tanımlanan normal köprüler sınıfına girmektedir. D2 deprem düzeyinde hedeflenen performans düzeyi, kontrollü hasar performans düzeyidir. Mevcut köprü zemini ile ilgili yeterli bir bilgi olmadığından, kazık ve temel modelleri yapılmadan incelenmiştir. Köprünün kolon ve kiriş donatıları Şekil 3.7’de verilmiştir.



Şekil 3.7 Mevcut Köprü Donatı Detayları

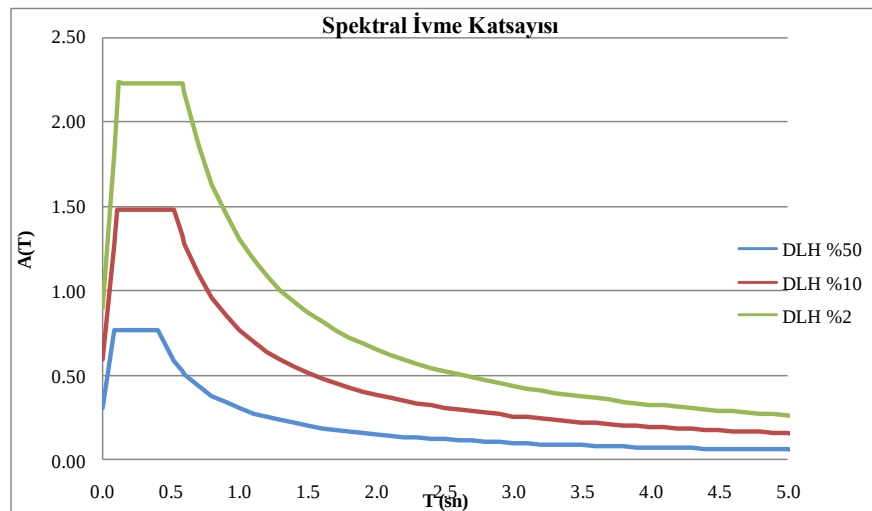
3.3.1 Köprü Tasarım Spektrumlarının Belirlenmesi

Mevcut köprü, (Boylam=30.08, Enlem=40.49) koordinatlarında bulunmaktadır. Harita üzerinde, mevcut köprünün bulunduğu yer incelendiğinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminin merkez üssüne olan mesafesi yaklaşık olarak 35-50 km uzaklıkta olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3.8). Bölgede 26 Haziran 1957 Abant, 22 Temmuz 1967 Mudurnu, 12 Kasım 1999 Düzce depremi gibi büyüklükleri 7 ve üstü olan önemli depremler gerçekleşmiştir.



Şekil 3.8 Mevcut Köprünün Harita Üzerinde Gösterimi [12]

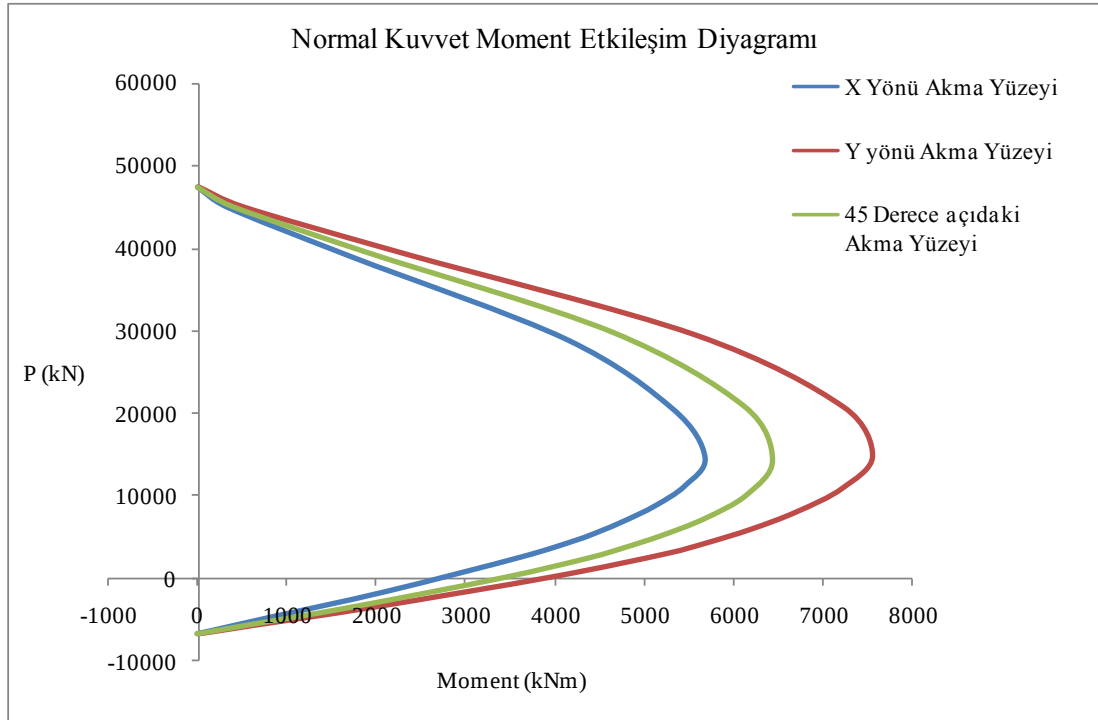
Köprünün enlem ve boylamlarına DLH yönetmeliğine göre elde edilen tasarım spektrumları Şekil 3.9'da verilmiştir.



Şekil 3.9 Köprü Tasarım Spektrumu

3.3.2 Kesitlerin Plastik Özelliklerinin ve Rijitliklerinin Tanımlanması

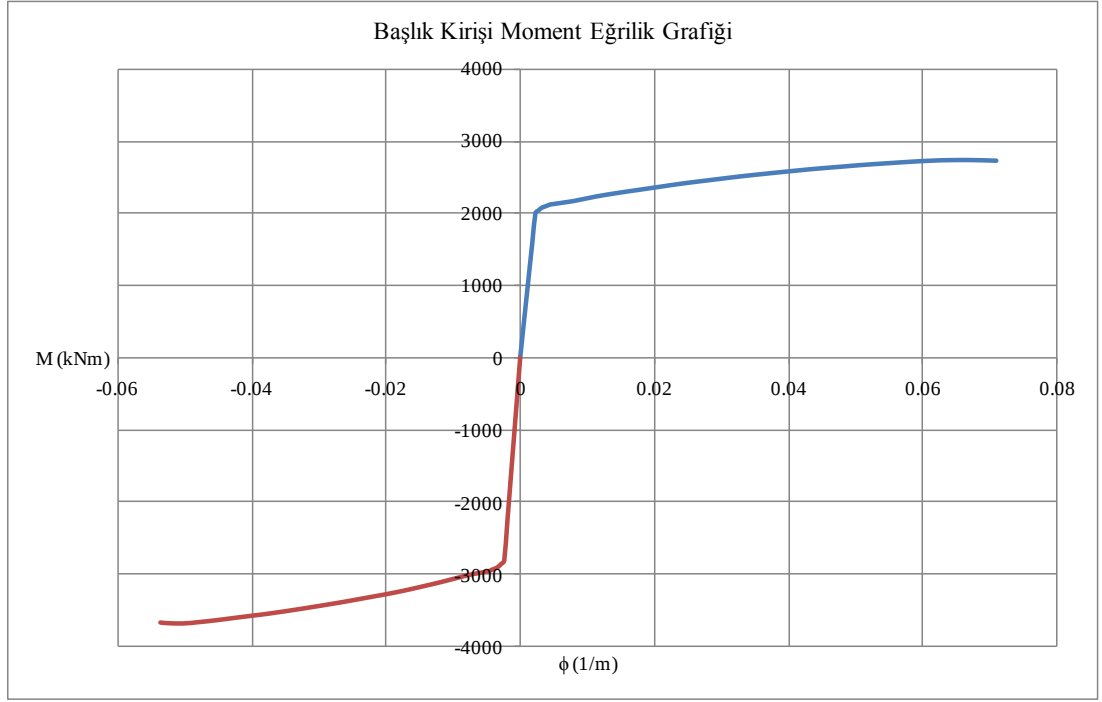
Köprü kolon ve başlık kirişlerinin akma momentleri, Xtract programı yardımı ile bulunmuştur. Kolonlar ve kirişler modellerinde, çekirdek betonu sargılı, kabuk betonu ise sargısız olarak modellenmiştir. Donatı çeliği pekleşmeli olarak tanımlanmıştır. Beton ve çelik modelleri Ek-B’te verilmiştir. Kolonlar için 0, 45 ve 90 derece açıları için çizilen normal kuvvet-moment etkileşim diyagramları Şekil 3.10’da verilmiştir.



Şekil 3.10 Kolon Akma Eğrileri

Başlık kirişlerinde, negatif ve pozitif moment yüklemeleri için moment eğrilik diyagramları çizilmiş ve Şekil 3.11’de sunulmuştur.

Plastik mafsallık boyu Denklem 3.2 ve 3.3 kullanılarak, kolonlar için 0.98m ve başlık kirişleri için 0.6 m olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3.11 Başlık Kirişi Moment Eğrilik Diyagramı

Sap 2000 programında bir ön analiz yapılarak, kolonlarda ölü yükler altında oluşan basınç kuvveti $P=1838$ kN olarak bulunmuştur. Bu basınç kuvveti altında kolonlar için moment eğrilik diyagramı her iki yön için çizilmiş ve kesitlerin çatlamış kesit rijitlikleri bulunmuştur. Elemanların çatlamış ve çatlamamış kesit rijitlikleri Tablo 3.4'te verilmiştir [13]. Tabloda kullanılan “efektif” ifadesi bilineer hale getirilerek idealize edilen moment eğrilik grafiğinden bulunmuş olduğu anlamını taşımaktadır.

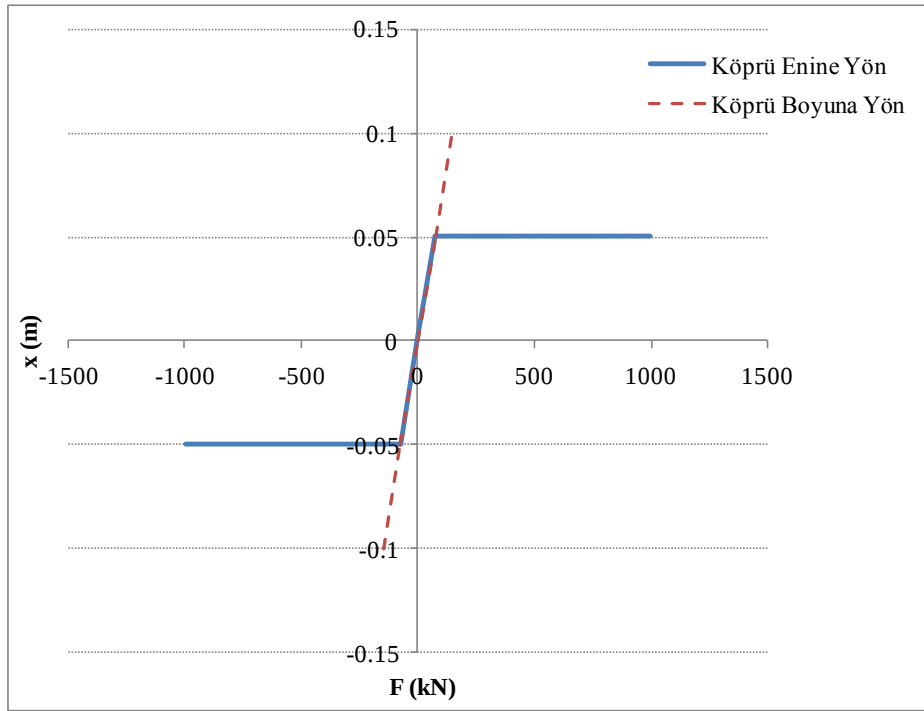
Tablo 3.4 Kolon ve Başlık Kirişleri Efektif Eğilme Rijitliği

		Efektif Akma Momenti	Efektif Akma Eğriligi	Çatlamamış Kesit Rijitliği (EI)	Çatlamış Kesit Rijitliği (EI)	Rijitlik Azalma Oranı
		(kNm)	(1/m)	(kNm ²)	(kNm ²)	-
Başlık Kirişi	Pozitif Moment	2279	2.599×10^{-3}	5464800	876875	0.16
	Negatif Moment	3068	2.609×10^{-3}	5464800	1175929	0.22
Kolon	Boyuna Yön	3336	4.177×10^{-3}	2297240	798659	0.35
	Enine Yön	4576	3.023×10^{-3}	4855070	1513728	0.31

Yukarıdaki tabloda görüleceği üzere kiriş negatif ve pozitif momentler etkisinde iken farklı çatlama dayanımına sahiptir. Yapılan hesaplarda çatlamış kesit oranı olarak pozitif moment ve negatif moment yükleme durumundaki rijitliklerin ortalaması alınmıştır.

3.3.3 Köprü Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi

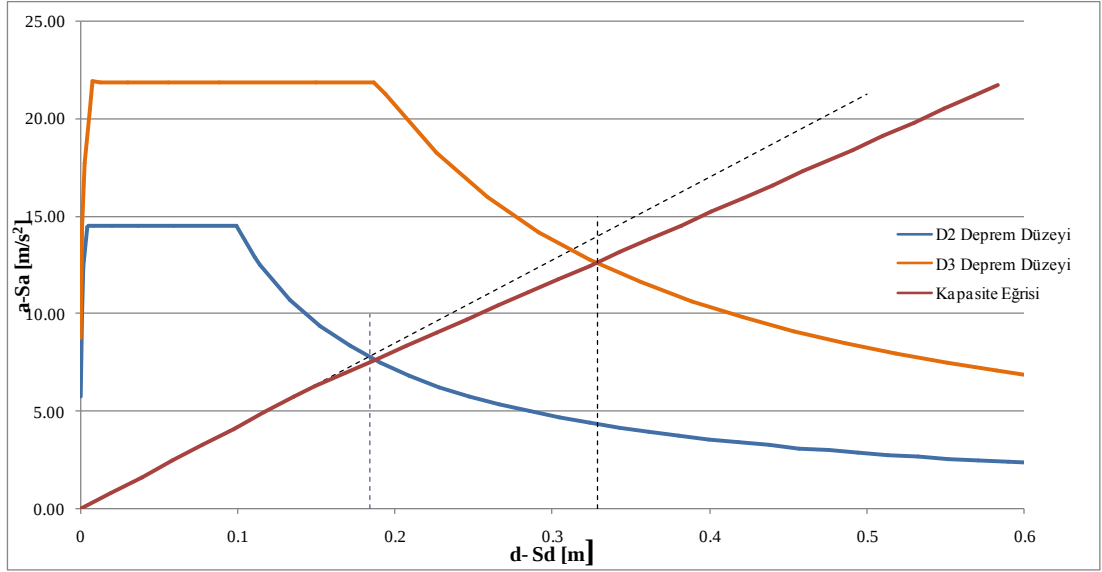
Mevcut köprüde boyuna doğrultuda bir deprem takozu bulunmamaktadır. Dolayısı ile boyuna yönde itme adımı elastomer mesnetlerin elastik çalıştığı kabul edilmiştir. Enine doğrultuda ise köprüde deprem takozu mevcuttur. Deprem takozu ile öngerilmeli tabliye kirişlerinin arasında 5 cm'lik bir boşluk bulunmaktadır. Enine doğrultuda yapılan itme analizinde elastomer mesnetlerin doğrusal elastik çalışmadığı ilk 5 cm'e kadar elastik, daha sonra tabliyenin deprem takozuna çarparak başlık kirişi ve orta ayak kolonları ile beraber hareket edeceği varsayımı yapılmıştır. Elastomer mesnetler için bilgisayar modelinde enine yönde yapılan rijitlik tarifi Şekil 3.12'de gösterilmiştir.



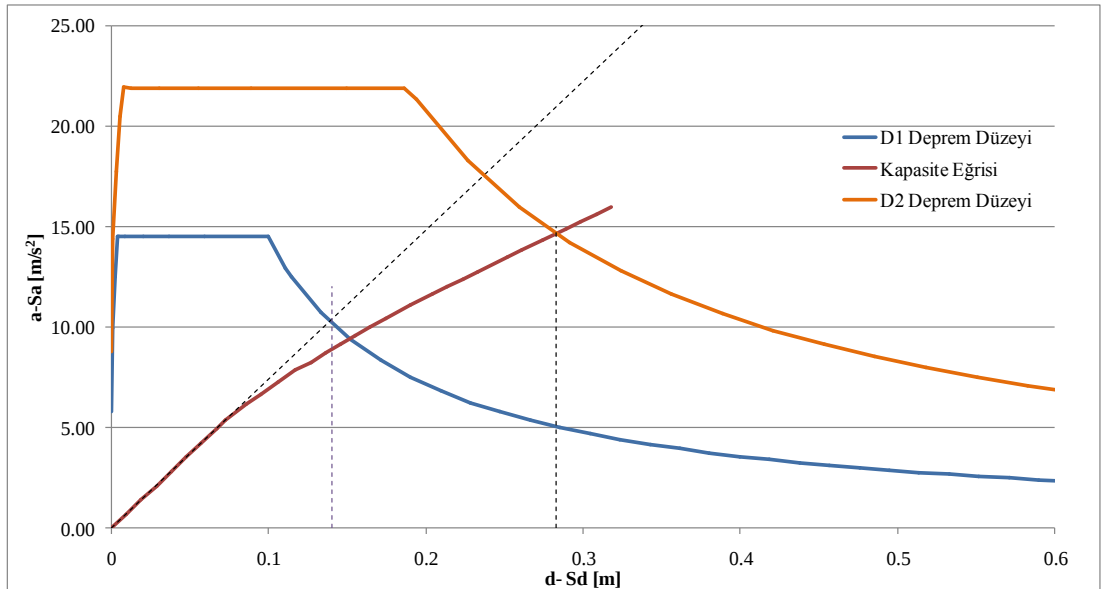
Şekil 3.12 Elastomer Mesnet Kuvvet-Deplasman Grafiği

Bilgisayar modelinde kesitlerin plastikleşme özellikleri ve elastomer mesnet özellikleri tanımlanmasından sonra ilk aşamada düşey yükler altında hem geometri hemde malzeme bakımından doğrusal olmayan bir analiz yapılmıştır. Bu çözümün sonuçları artımsal eşdeğer deprem yükü ile itme analizinin başlangıç koşulları olarak

kabul edilmiş ve analizin yapılacağı yön için uygun hakim mod seçilerek itme analizi tanımlanmıştır. Elde edilen taban kesme ve yerdeğiştirme grafiğinin koordinatları modal yerdeğiştirme ve modal ivme olarak dönüştürülerek modal kapasite diyagramı elde edilmiştir. Doğrusal spektral ivme bölüm 3.2.2’de anlatıldığı gibi doğrusal olmayan spektral ivme ve yerdeğiştirmeye dönüştürülerek D2 ve D3 deprem düzeyleri için deprem istem grafiği çizilmiştir. X ve Y yönü için elde edilen talep ve kapasite eğrileri Şekil 3.13 ve 3.14’te verilmiştir.



Şekil 3.13 X Yönü Depremi Talep ve Kapasite Eğrileri



Şekil 3.14 Y Yönü Depremi Talep ve Kapasite Eğrileri

X yönü için deplasman talebi:

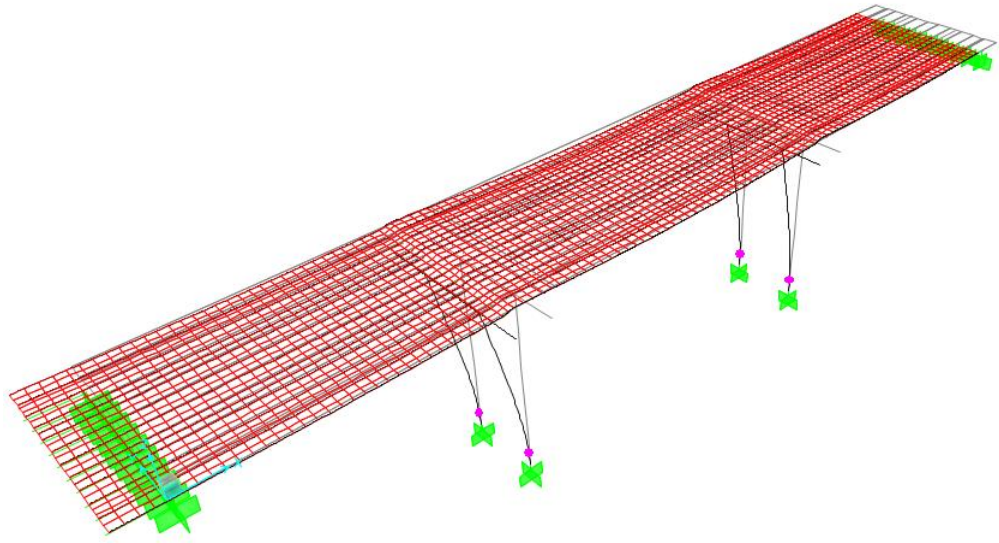
$$\text{Deprem Düzeyi 2} \quad u_{xN1} = d_1 (\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}) = 0.184 \times 0.03356 \times 30.67 = 0.189 \text{ m}$$

Y yönü için deplasman talebi:

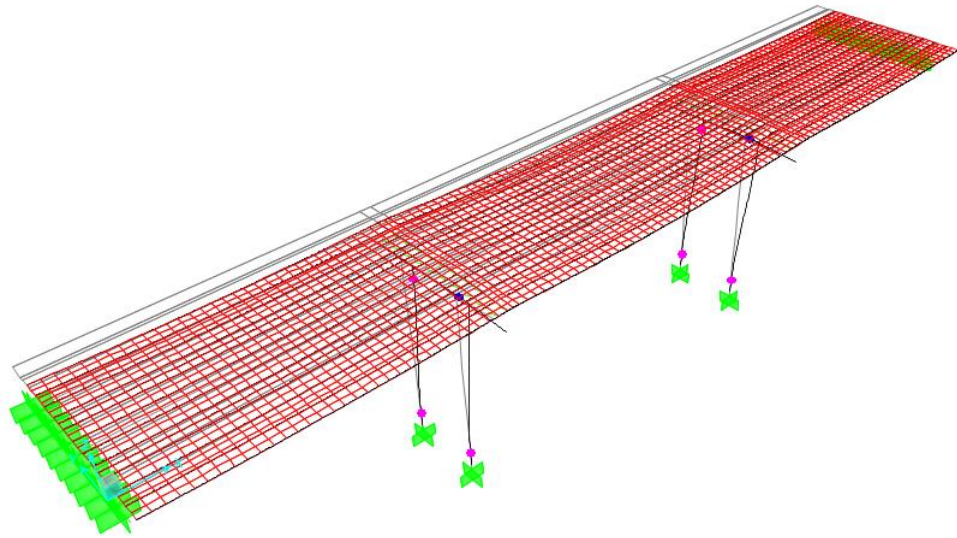
$$\text{Deprem Düzeyi 2} \quad u_{yN1} = d_1 (\Phi_{yN1} \Gamma_{y1}) = 0.140 \times 0.03454 \times 30.39 = 0.147 \text{ m}$$

3.3.4 Yapı Elemanlarının Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi

Köprü bir önceki bölümde elde edilen deplasman talebine kadar itilmiş ve bazı kesitlerde plastik dönmelerin olduğu görülmüştür. Aşağıdaki şekillerde tasarım depremi olan D2 deprem düzeyinde oluşan plastik mafsallar gösterilmiştir.

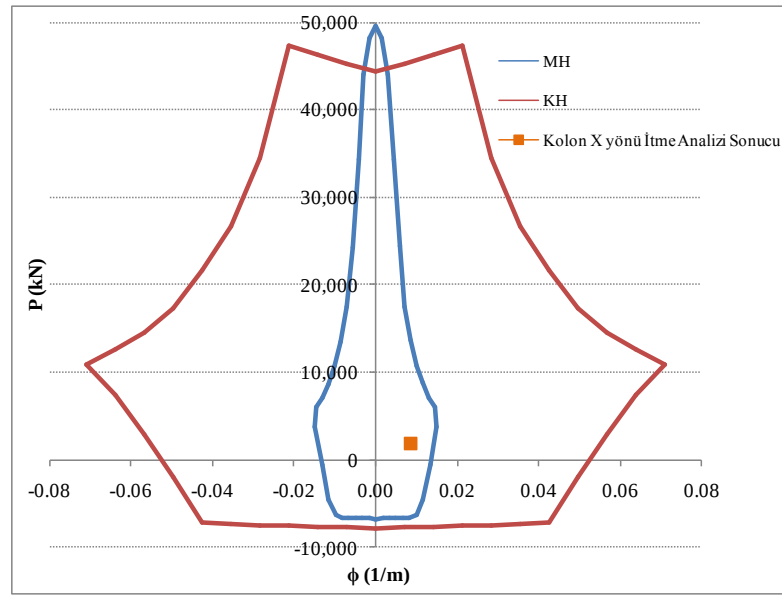


Şekil 3.15 X Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Oluşan Plastik Mafsallar

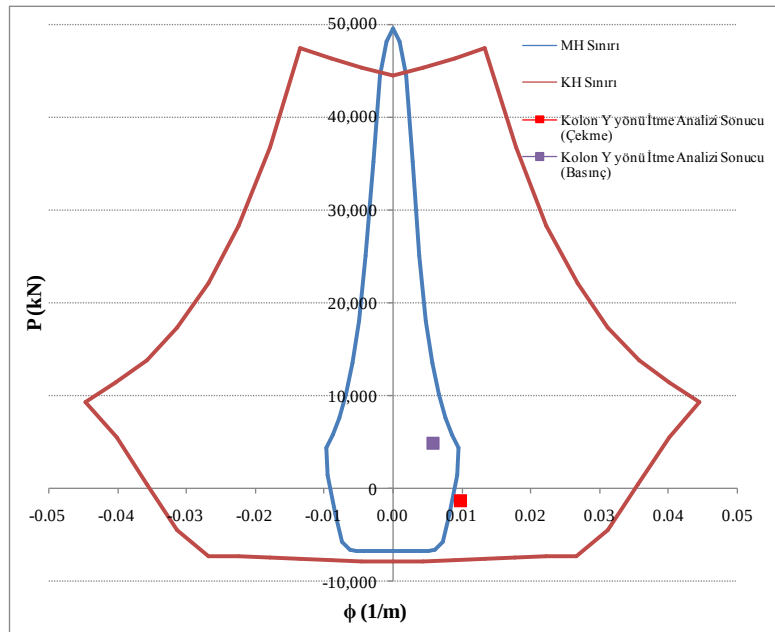


Şekil 3.16 Y Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Oluşan Plastik Mafsallar

Kolonlarda, minimum hasar ve kontrollü hasar performans düzeyleri için verilen birim şekildeğiştirme değerleri Xtract programında tanımlanan beton ve çelik modellerinin limit şekil değiştirmeleri olarak programa girilmiş ve MH ve KH sınırları için normal kuvvet ve eğrilik grafikleri elde edilmiştir. Sap2000 programından elde edilen plastik dönmelere, akma dönme değerleri eklenerek toplam dönme değerleri elde edilmiş ve bu değerler hesaplanan plastik mafsal boyuna bölünerek eğrilik elde edilmiştir. Kolonlarda X ve Y yönündeki hasar durumunu gösteren grafikler Şekil 3.17 ve 3.18’de verilmiştir.



Şekil 3.17 X Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Kolon Hasar Durumu



Şekil 3.18 Y Doğrultusundaki D2 Deprem Düzeyinde Kolon Hasar Durumu

Kolonlarda köprü boyuna doğrultusu tasarım depreminde oluşan plastik mafsalların minimum hasar seviyesinde, enine doğrultuda ise kontrollü hasar performans düzeyindedir. Oluşan bu hasarlar normal köprülerde D2 deprem düzeyi için izin verilen kontrollü hasar sınırı içinde kalmaktadır. Başlık kirişinde, köprü enine yönündeki tasarım depreminde plastikleşme olduğu görülmüştür. DLH yönetmeliği önerilmeli veya betonarme başlık kirişlerinde hiçbir zaman plastikleşme olması istenmemektedir. Bu durumda mevcut köprü başlık kirişleri yetersiz kalmıştır. Bu kirişlerde elde edilen eğrilik aşağıda verilmiştir.

$$\phi_t = \phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} = 0.00261 + \frac{0.00499}{0.6} = 0.0109 \text{ 1/m}$$

Başlık kirişinde hesaplanan bu eğriliğin oluşması durumunda donatı çeliğinde 0.0124 çekme birim şekildeğiştirmesi, betonun en dış lifinde ise 0.0013 basınç birim şekildeğiştirmesi oluşmaktadır. Bu şekil değiştirmeler kontrollü hasar performans düzeyi sınırları içinde kaldığı görülmüştür. Bu kirişler R=1 veya kolon kapasitesine göre tasarlanmış olması gerekmektedir.

Köprüde enine doğrultuda 6 adet deprem takozu bulunmaktadır. Köprü enine yön itme analizi sonucunda elastomerlerde oluşan toplam kesme 1594 kN'dur. Bu yük bir yöne doğru etkiyeceğinden 5 adet deprem takozuna eşit dağıldığı kabul edilerek yapılan kesme sürtünme kontrolleri aşağıda verilmiştir [14]. Deprem takozları tüm başlık kirişi genişliği boyunca devam etmekte ve takoz boyuna yönünde 22φ20 donatı mevcuttur. Deprem takozlarının beton dökümünün, başlık kirişlerinin imalatının tamamlandıktan sonra yapıldığı ve başlık kirişi yüzeyinin pürüzlendirilmediği kabul edilerek kesme sürtünme katsayısı $\mu=0.6$ alınmıştır.

$$A_{wf} = \frac{V_r}{f_{yd}\mu} = \frac{319 \times 1000}{420 \times 0.6} = 1266 \text{ mm}^2 < 22\phi 20 (6908 \text{ mm}^2)$$

Başlık kirişlerinde ve kolon ayaklarda Bölüm 2' de yapılan hesaplarda bulunan kesme donatıları mevcut köprüde bulunan kesme donatıları ile aynı olduğundan kesme donatılarının yeterli olduğu kabul edilmiştir.

4. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında Eskişehir Köseköy Hızlı Tren projesi kapsamında imal edilmiş bir köprü, AASHTO-LRFD yönetmeliğine göre yeniden boyutlandırılmış ve mevcut köprünün, DLH yönetmeliğine göre deprem performansı değerlendirilmiştir. Köprünün tasarımı ve performansının değerlendirilmesinde Sap2000 programı; kesitlerin tasarımında, karşılıklı etki diyagramlarının ve moment eğrilik diyagramlarının elde edilmesinde Xtract programından faydalanılmıştır.

AASHTO-LRFD yönetmeliğine göre tasarımda kuvvet esaslı bir yöntem olan çok modlu spektral analiz yapılarak köprü taşıyıcı sistem elemanları boyutlandırılmış ve mevcut köprü elemanları arasındaki farklılıklar incelenmiştir. Mevcut köprü doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü metodu ile deprem performansı DLH yönetmeliğine uygun olarak değerlendirilmiş ve elde edilen sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1. AASHTO-LRFD'ye göre tasarlanan köprüde, 20.6m uzunluğundaki öngerilmeli kirişlerinde 14 adet öngerilme halatı kullanılmıştır. Mevcut köprü öngerilme kirişlerinde ise 12 adet halat bulunmaktadır. Halat sayısındaki bu farklılığın nedeni LRFD yönetmeliğine göre tasarımda kamyon ve şerit yükleri beraber değerlendirilmesinden kaynaklanmaktadır. AASHTO-1996 yönetmeliğinde ise kamyon ve şerit yükleri ayrı ayrı yüklenerek elverişsiz sonuçları veren duruma göre çözüm yapılmaktadır.
2. AASHTO-LRFD'ye göre yapılan çözümde, orta ayak kolonlarında bulunan boyuna donatı alanı, mevcut köprüye göre %51 daha fazladır. Mevcut köprünün hesap raporu incelendiğinde kolon boyuna yönündeki narinlik hesaplarında efektif boy katsayısının $k=1.00$ alındığı görülmüştür. Yapılan tasarımda ise köprü boyuna doğrultusunda, kolonların konsol olarak çalıştığı kabul edilerek bu katsayı $k=2.1$ alınmıştır. Köprü boyuna yönde elastomer rijitliğine bağlı olarak kolon efektif boy katsayısının $k=2.1$ ile 1.00 arasında

bir değer olacağı tahmin edilmektedir. Sonuç olarak mevcut köprü tasarımınnın daha güvensiz tarafta kaldığı görülmektedir.

3. AASHTO-LRFD yönetmeliğine tasarlanan başlık kirişlerinde, hesaplanan st eğilme donatı alanı mevcut köprüye göre %58 daha fazladır. Alt eğilme donatı alanı ise mevcut köprüye göre %92 daha fazladır. AASHTO-1996 ve LRFD yönetmelikleri başlık kirişlerinde plastik mafsalların oluşmasına izin vermeyerek azaltılmamış deprem yükleri etkisinde başlık kirişlerinin boyutlandırılmasını öngörmektedir. Mevcut köprünün hesap raporu incelendiğinde, azaltılmış deprem yüklerine göre başlık kirişlerinin boyutlandırıldığı görülmüştür.
4. Mevcut köprü yeri için DLH yönetmeliğinde 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için verilen en büyük spektral ivme değeri, mevcut köprü tasarımıda esas alınan, DBYBHY yönetmeliğinde 1. Derece deprem bölgesi için verilen en büyük spektral ivme değerlerinden 1.48 kat daha büyüktür. DLH yönetmeliği esas alınarak yapılan doğrusal olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü ile itme analizi sonucunda kolonların kontrollü hasar performans düzeyinde olduğu görülmüştür. Kolonların hasar performans düzeyi, yönetmelikte D2 deprem seviyesinde normal köprüler için hedeflenen performans düzeyini sağlamaktadır.
5. Enine yönde yapılan statik itme analizi sonucunda mevcut köprü başlık kirişlerinde plastik mafsalların oluştuğu görülmüştür. Başlık kirişlerinin birim şekildeğiştirmeleri incelendiğinde, kontrollü hasar performans düzeyinde olduğu görülmüştür. Ancak DLH yönetmeliği, öngerilmeli veya betonarme başlık kirişlerinde plastik mafsalların oluşmasına izin vermemektedir. Bu durumda başlık kirişlerinin yetersiz kaldığı söylenebilir.

EK A.

Tablo A.1 Saha Aşaması-1’de Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri

<i>Prefabrik Kesit Servis-I</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	8.23	-1.70
0.1 L	865.20	347.50	239.40	4.72	1.51
2.5 m	872.61	350.47	290.94	3.97	2.20
4 m	1395.50	565.47	425.60	7.06	2.90
0.2 L	1395.50	565.47	425.60	7.06	2.90
0.3 L	1429.28	579.16	558.60	5.26	4.65
7 m	1441.10	583.95	605.15	4.63	5.26
0.4 L	1449.54	587.37	638.40	4.18	5.70
0.5 L	1456.29	590.10	665.00	3.82	6.05

Tablo A.2 Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri- Servis-I

<i>İç Kiriş Servis-I</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (İÇ) [kNm]	M _{DW} (İÇ) [kNm]	M _{LL+PL} [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	0.00	8.23	-2.51
0.1 L	865.20	347.50	214.65	57.60	244.93	1.64	4.33
2.5 m	872.61	350.47	260.86	70.00	285.32	0.36	5.65
4 m	1395.50	565.47	381.60	102.40	384.61	2.17	7.46
0.2 L	1395.50	565.47	381.60	102.40	384.61	2.17	7.46
0.3 L	1429.28	579.16	500.85	134.40	476.91	-0.84	10.70
7 m	1441.10	583.95	542.59	145.60	509.52	-1.90	11.84
0.4 L	1449.54	587.37	572.40	153.60	532.55	-2.66	12.65
0.5 L	1456.29	590.10	596.25	160.00	547.10	-3.21	13.26

Tablo A.3 Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ia

<i>İç Kiriş Servis-Ia</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (İÇ) [kNm]	M _{DW} (İÇ) [kNm]	M _{LL+PL} [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	0.00	4.12	-1.25
0.1 L	865.20	347.50	214.65	57.60	244.93	-0.59	3.57
2.5 m	872.61	350.47	260.86	70.00	285.32	-1.46	4.47
4 m	1395.50	565.47	381.60	102.40	384.61	-1.13	5.94
0.2 L	1395.50	565.47	381.60	102.40	384.61	-1.13	5.94
0.3 L	1429.28	579.16	500.85	134.40	476.91	-3.17	8.09
7 m	1441.10	583.95	542.59	145.60	509.52	-3.88	8.85
0.4 L	1449.54	587.37	572.40	153.60	532.55	-4.39	9.39
0.5 L	1456.29	590.10	596.25	160.00	547.10	-4.75	9.78

Tablo A.4 Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ib

<i>İç Kiriş Servis-Ib</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (İÇ) [kNm]	M _{DW} (İÇ) [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	8.23	-2.51
0.1 L	865.20	347.50	214.65	57.60	4.46	1.51
2.5 m	872.61	350.47	260.86	70.00	3.65	2.37
4 m	1395.50	565.47	381.60	102.40	6.59	3.03
0.2 L	1395.50	565.47	381.60	102.40	6.59	3.03
0.3 L	1429.28	579.16	500.85	134.40	4.64	5.21
7 m	1441.10	583.95	542.59	145.60	3.96	5.98
0.4 L	1449.54	587.37	572.40	153.60	3.47	6.52
0.5 L	1456.29	590.10	596.25	160.00	3.08	6.96

Tablo A.5 Saha Aşaması-2’de İç Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-III

<i>İç Kiriş Service-III</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (İÇ) [kNm]	M _{DW} (İÇ) [kNm]	M _{LL+PL} [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	0.00	8.23	-2.51
0.1 L	865.20	347.50	214.65	57.60	244.93	2.20	3.76
2.5 m	872.61	350.47	260.86	70.00	285.32	1.02	5.00
4 m	1395.50	565.47	381.60	102.40	384.61	3.05	6.57
0.2 L	1395.50	565.47	381.60	102.40	384.61	3.05	6.57
0.3 L	1429.28	579.16	500.85	134.40	476.91	0.25	9.60
7 m	1441.10	583.95	542.59	145.60	509.52	-0.73	10.67
0.4 L	1449.54	587.37	572.40	153.60	532.55	-1.43	11.43
0.5 L	1456.29	590.10	596.25	160.00	547.10	-1.95	12.00

Tablo A.6 Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-I

<i>Dış Kiriş Service-I</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (DIŞ) [kNm]	M _{DW} (DIŞ) [kNm]	M _{LL+PL} [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	0.00	8.23	-2.51
0.1 L	865.20	347.50	239.40	63.00	149.69	2.36	3.60
2.5 m	872.61	350.47	290.94	76.56	188.35	1.03	4.99
4 m	1395.50	565.47	425.60	112.00	290.89	2.59	7.03
0.2 L	1395.50	565.47	425.60	112.00	290.89	2.59	7.03
0.3 L	1429.28	579.16	558.60	147.00	391.42	-0.72	10.57
7 m	1441.10	583.95	605.15	159.25	426.46	-1.87	11.81
0.4 L	1449.54	587.37	638.40	168.00	451.43	-2.70	12.70
0.5 L	1456.29	590.10	665.00	175.00	471.35	-3.36	13.40

Tablo A.7 Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ia

<i>Dış Kiriş Servis-Ia</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (DIŞ) [kNm]	M _{DW} (DIŞ) [kNm]	M _{LL+PL} [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	0.00	4.12	-1.25
0.1 L	865.20	347.50	239.40	63.00	149.69	0.35	2.63
2.5 m	872.61	350.47	290.94	76.56	188.35	-0.53	3.54
4 m	1395.50	565.47	425.60	112.00	290.89	-0.32	5.13
0.2 L	1395.50	565.47	425.60	112.00	290.89	-0.32	5.13
0.3 L	1429.28	579.16	558.60	147.00	391.42	-2.53	7.46
7 m	1441.10	583.95	605.15	159.25	426.46	-3.30	8.27
0.4 L	1449.54	587.37	638.40	168.00	451.43	-3.85	8.85
0.5 L	1456.29	590.10	665.00	175.00	471.35	-4.30	9.32

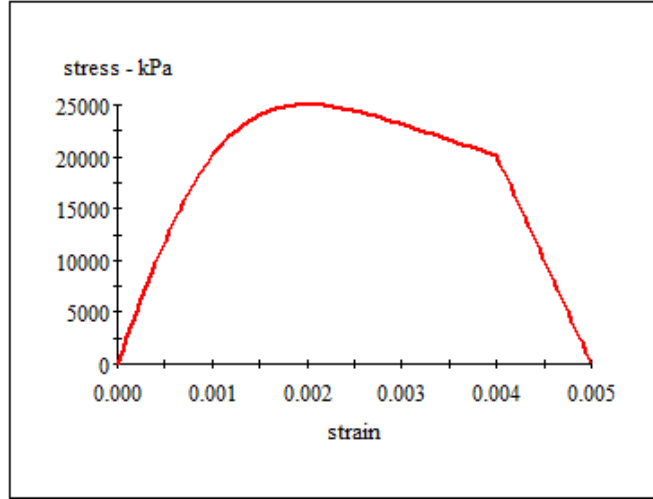
Tablo A.8 Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-Ib

<i>Dış Kiriş Service-Ib</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (DIŞ) [kNm]	M _{DW} (DIŞ) [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	8.23	-2.51
0.1 L	865.20	347.50	239.40	63.00	4.02	1.94
2.5 m	872.61	350.47	290.94	76.56	3.12	2.90
4 m	1395.50	565.47	425.60	112.00	5.82	3.80
0.2 L	1395.50	565.47	425.60	112.00	5.82	3.80
0.3 L	1429.28	579.16	558.60	147.00	3.63	6.23
7 m	1441.10	583.95	605.15	159.25	2.86	7.08
0.4 L	1449.54	587.37	638.40	168.00	2.31	7.68
0.5 L	1456.29	590.10	665.00	175.00	1.87	8.17

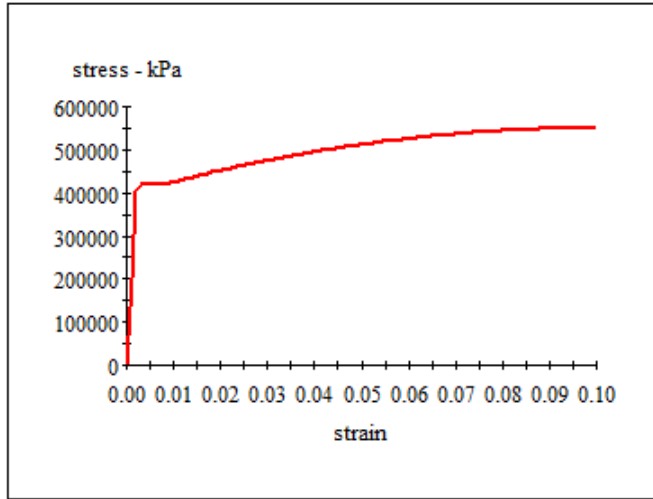
Tablo A.9 Saha Aşaması-2’de Dış Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri-Servis-III

<i>Dış Kiriş Servis-III</i>	P [kN]	M _{PS} [kNm]	M _{DC} (DIŞ) [kNm]	M _{DW} (DIŞ) [kNm]	M _{LL+PL} [kNm]	σ _b [MPa]	σ _t [MPa]
Mesnet Kesiti	830.76	333.66	0.00	0.00	0.00	8.23	-2.51
0.1 L	865.20	347.50	239.40	63.00	149.69	2.69	3.27
2.5 m	872.61	350.47	290.94	76.56	188.35	1.44	4.57
4 m	1395.50	565.47	425.60	112.00	290.89	3.24	6.39
0.2 L	1395.50	565.47	425.60	112.00	290.89	3.24	6.39
0.3 L	1429.28	579.16	558.60	147.00	391.42	0.15	9.71
7 m	1441.10	583.95	605.15	159.25	426.46	-0.93	10.87
0.4 L	1449.54	587.37	638.40	168.00	451.43	-1.70	11.69
0.5 L	1456.29	590.10	665.00	175.00	471.35	-2.31	12.36

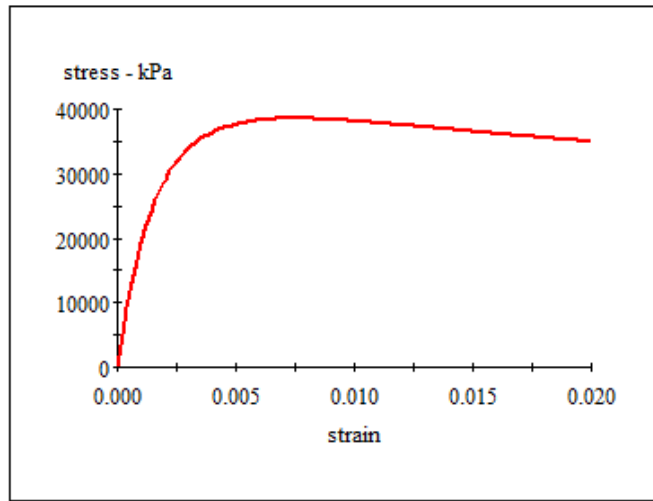
EK B.



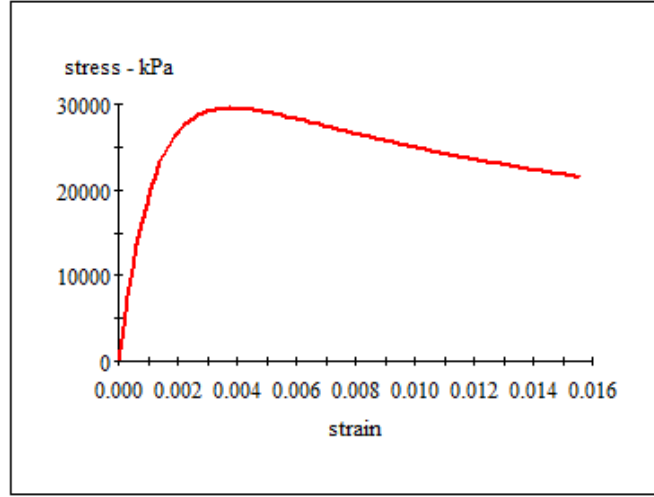
Şekil B.1 Sargısız Betonun Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi



Şekil B.2 Donatı Çeliği Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi

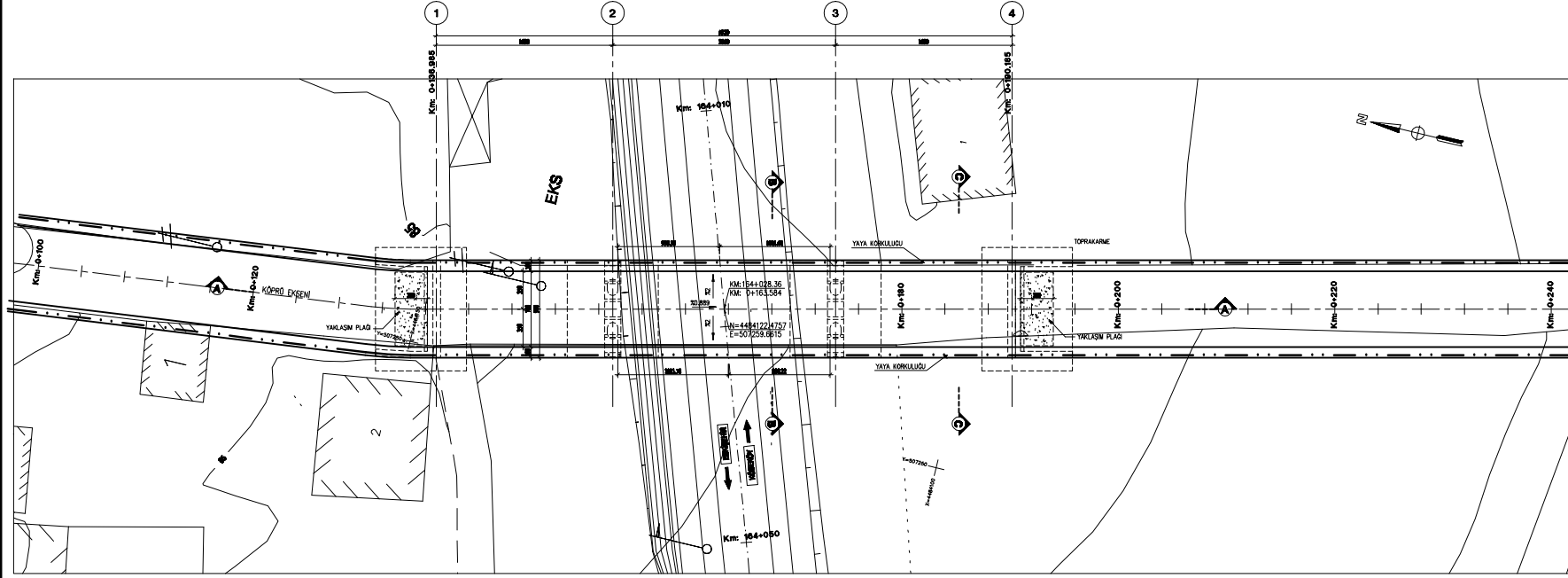


Şekil B.3 Sargılı Beton Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi (Başlık Kirişi)

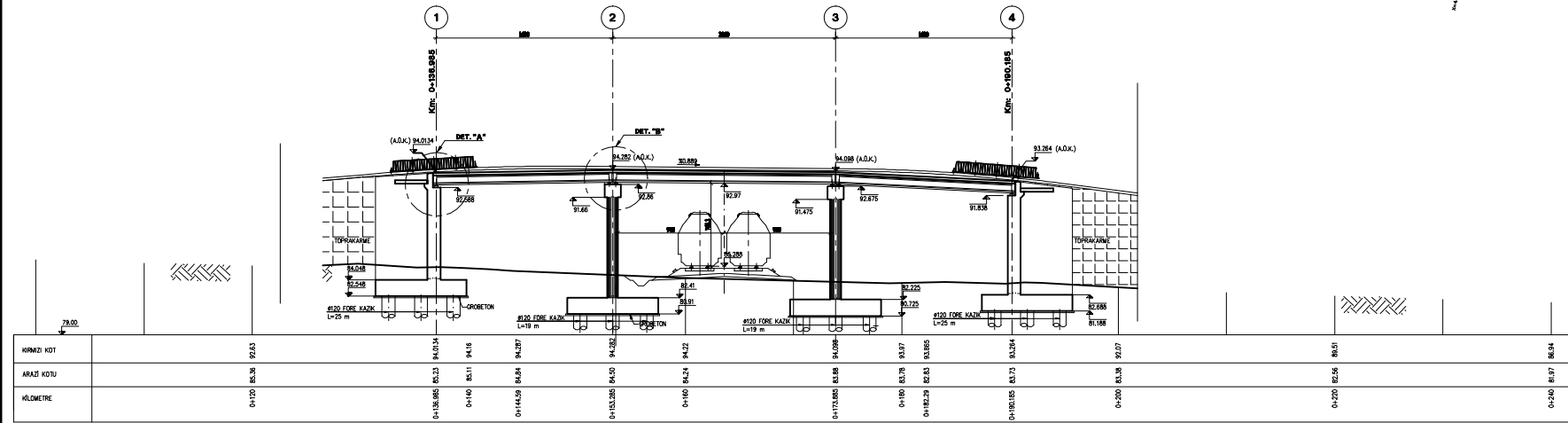


Şekil B.4 Sargılı Beton Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi (Kolon)

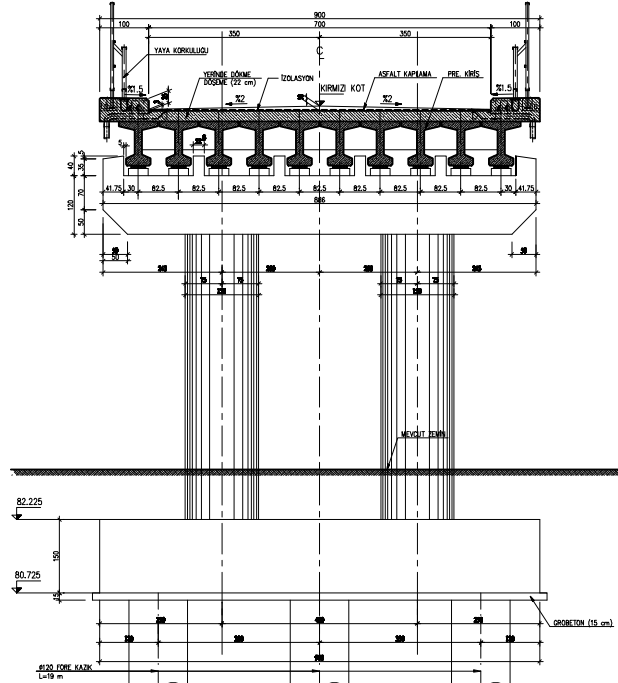
EK C.



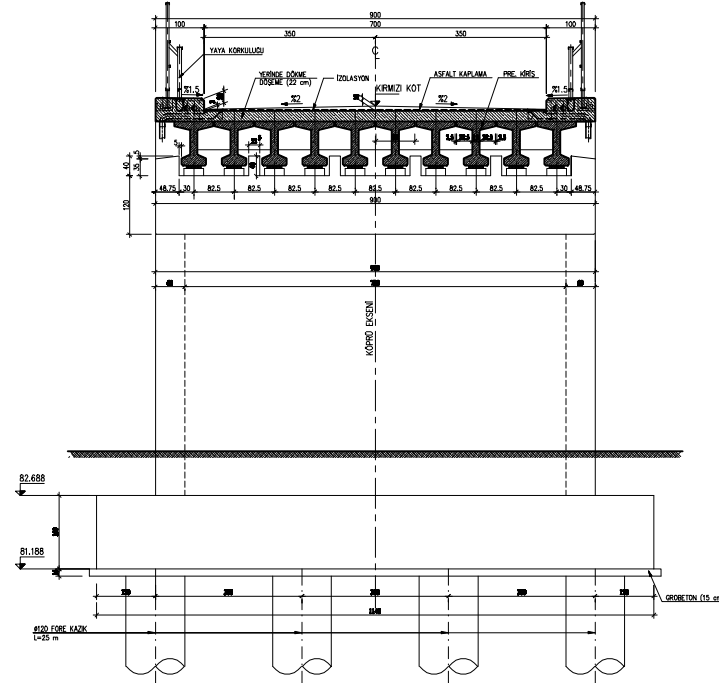
GENEL YERLEŞİM PLANI 1/200



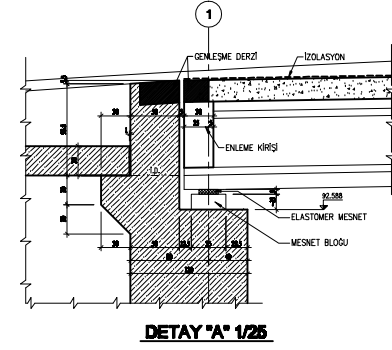
A-A KESİTİ 1/200



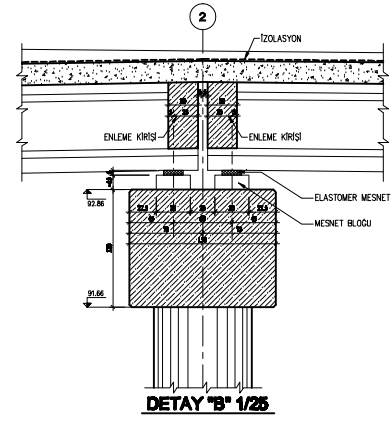
B-B KESİTİ 1/50



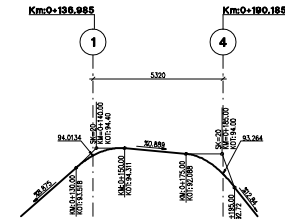
C-C KESİTİ 1/50



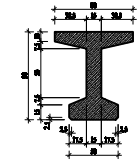
DETAY 'A' 1/25



DETAY 'B' 1/25



KIRMIZI KOT SEMASI



KIRIŞ KESİTİ 1/25

İLGİLİ PAFTALAR

002	TEMEL PLANI
003	DÖŞEME KALIP PLANI
004	KENAR VE ORTA AYAKLAR KALIP PLANLARI

E: 2x1.00+7.00=9.00 m.
L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m.
1- YÖK SINIFI : H20-S16
2- KÖPRÜ SİSTEMİ :
3- VEREVLİK : DİK

MALZEME

BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40
GROBETON KORUMA BETONU	BS 14
CELİK	S420 (St111)

NOTLAR

1- AKSI BELİRTİLMEDİKÇE ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir.
2- KISALTIMLAR:
(A.O.K.) : ASFALT ÖST KOTU

İLGİLİ PAFTALAR

001	GENEL YERLEŞİM PLANI
003	DÖŞEME KALIP PLANI
004	KENAR VE ORTA AYAKLAR KALIP PLANLARI

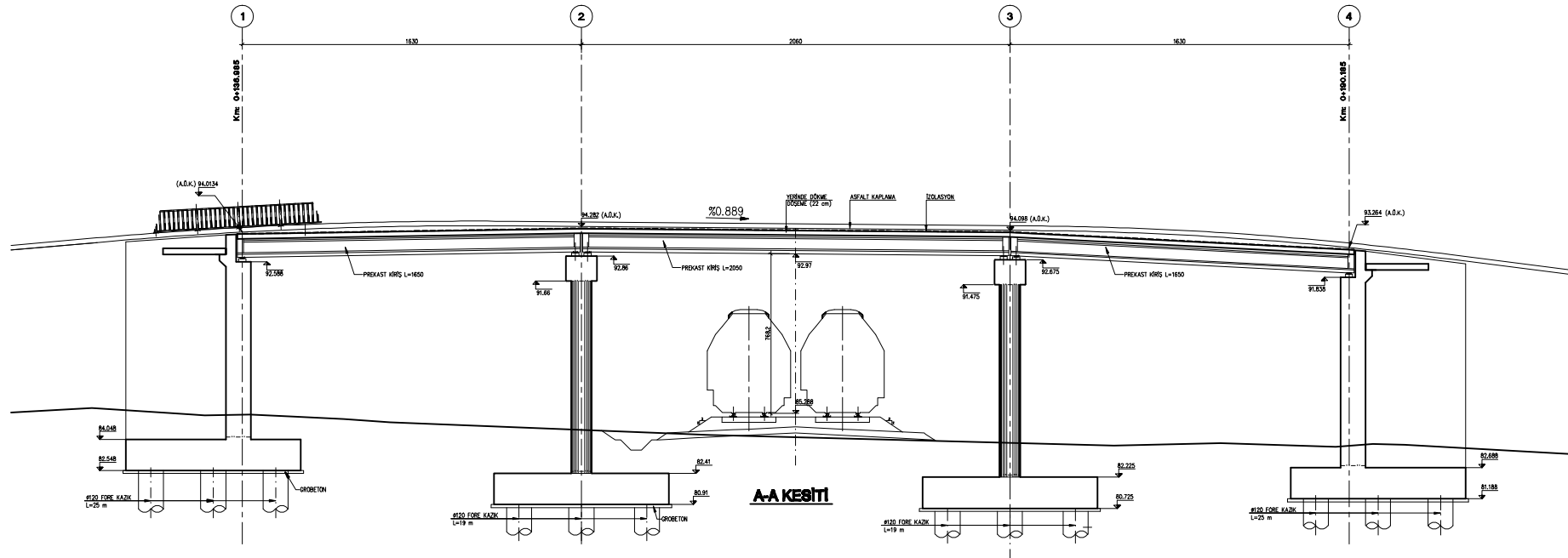
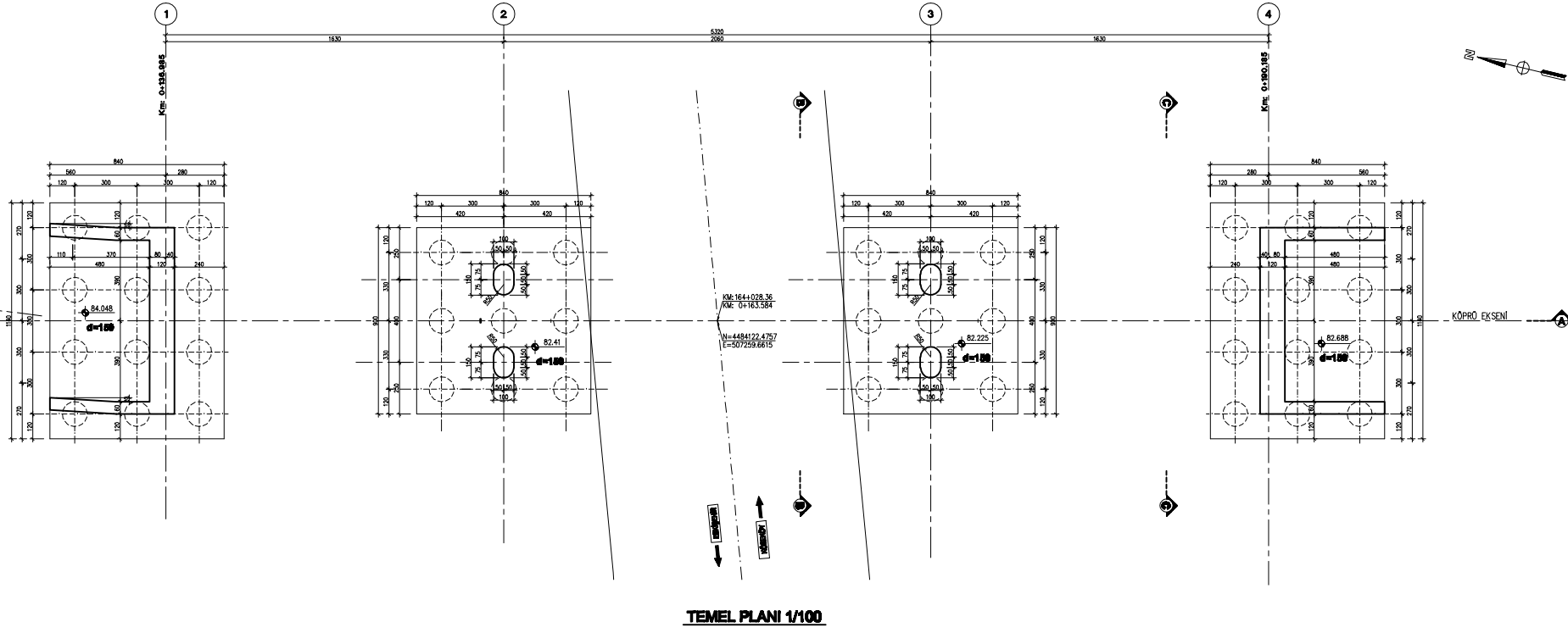
E: 2x1.00+7.00=9.00 m.
L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m.
1- YÖK SINIFI : H20-S16
2- KÖPRÜ SİSTEMİ :
3- VEREVLİK : DİK

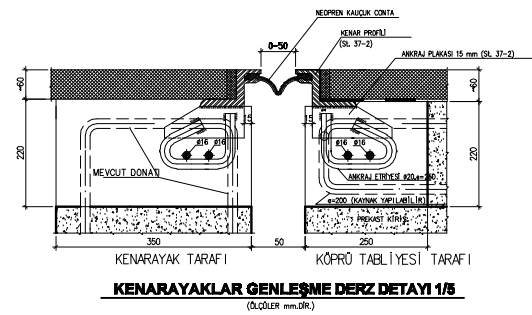
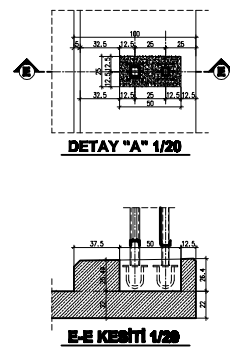
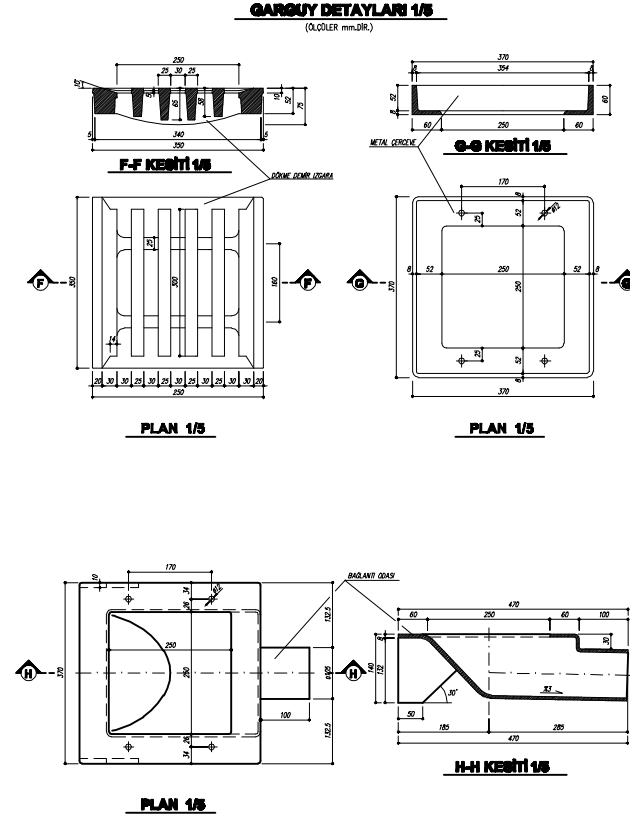
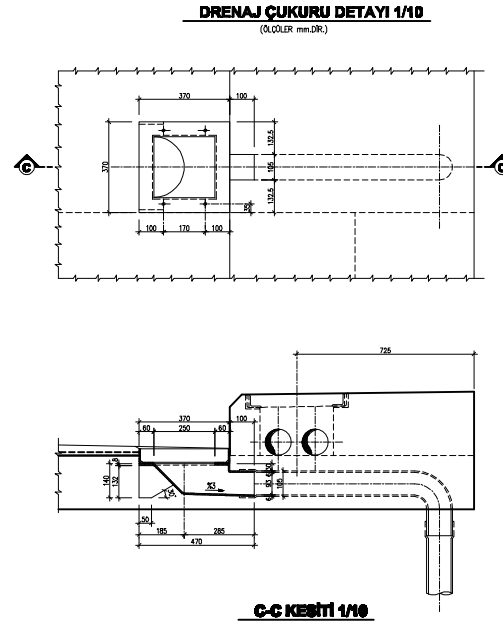
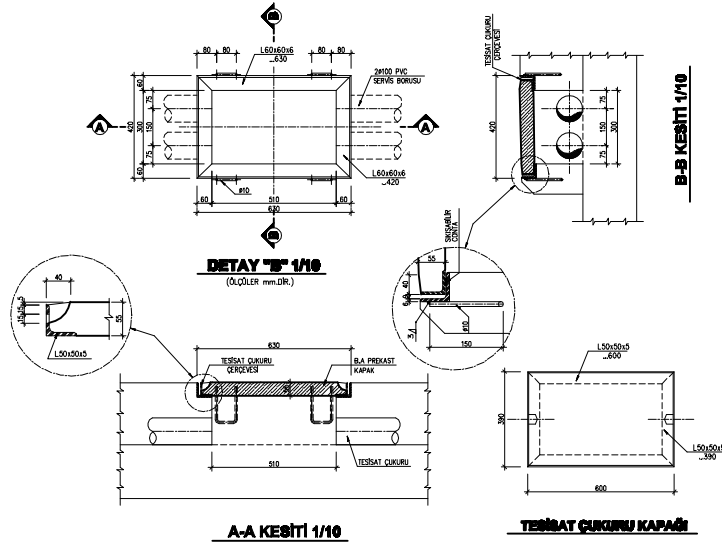
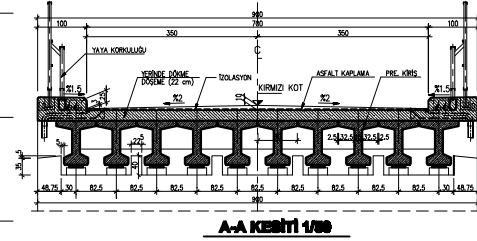
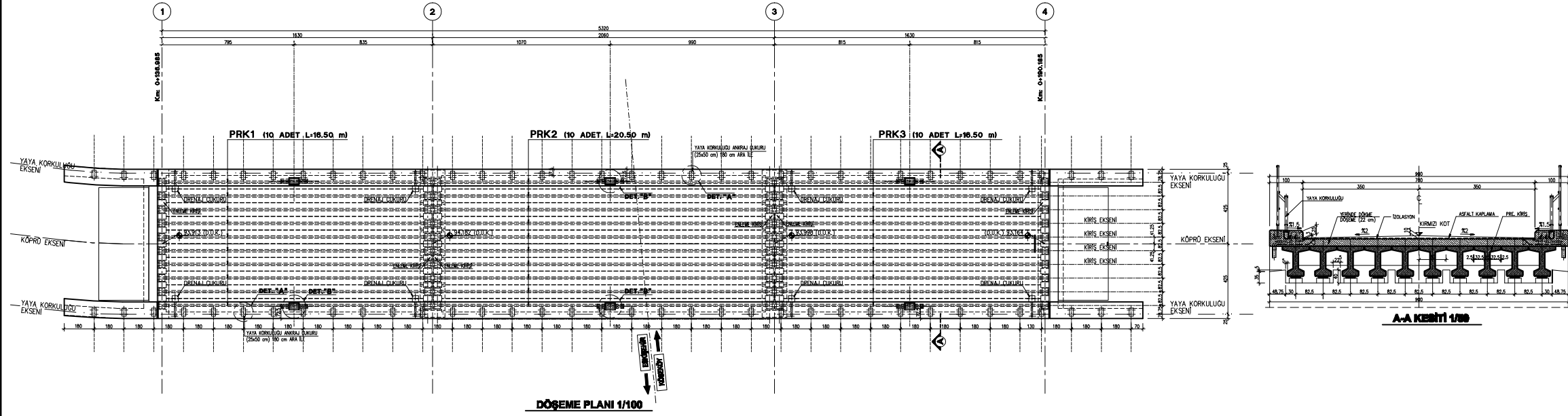
MALZEME

BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40
GROBETON KORUMA BETONU	BS 14
CELİK	S420 (S111)

NOTLAR

1- AKSI BELİRTİLMEDİKÇE ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir.
2- KISALTIMLAR:
(A.Ö.K.) : ASFALT ÖST KOTU



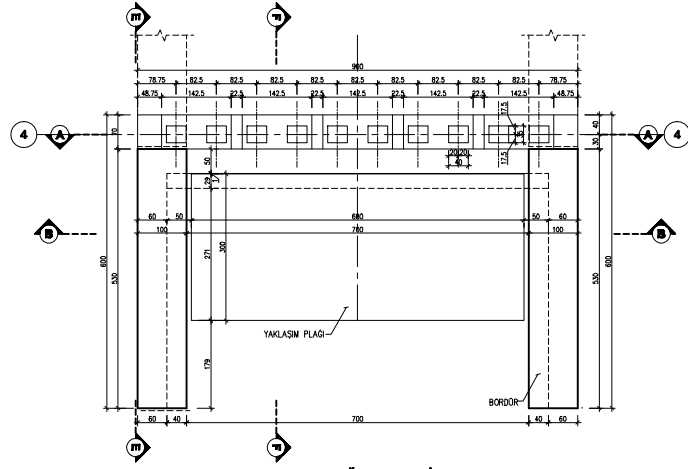


İLGİLİ PAFTALAR	
001	GENEL YERLEŞİM PLANI
002	TEMEL PLANI
004	KENAR VE ORTA AYAKLAR KALIP PLANLARI

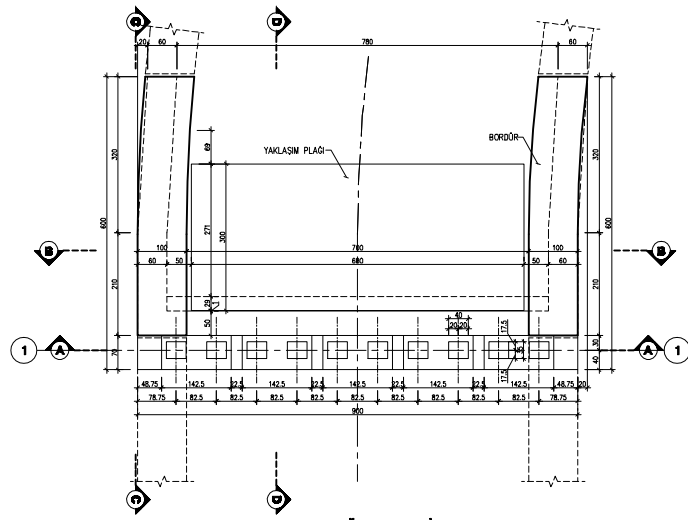
E: 2x1.00+7.00+9.00 m.
L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00+53.20 m.
1- YÖK SINIFI : H20-S16
2- KÖPRÜ SİSTEMİ :
3- VEREVLİK : DİK

MALZEME	
BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40
GROBETON KORUMA BETONU	BS 14
CELİK	S420 (St111)

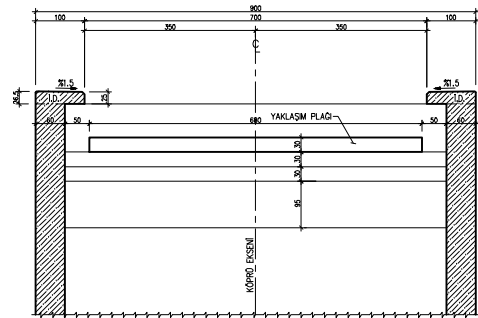
NOTLAR
1- AKSI BELİRTİLMEDİKÇE ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir.
2- KISALTIMLAR:
(D.Ö.K.) : DÖŞEME ÖST KOTU



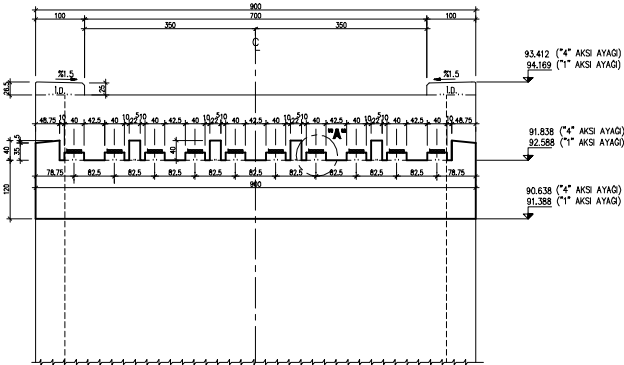
4' AKSI MESNET BLOĞU YERLEŞİM PLANI 1/50



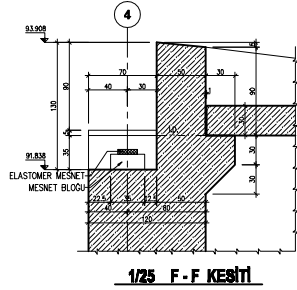
1' AKSI MESNET BLOĞU YERLEŞİM PLANI 1/50



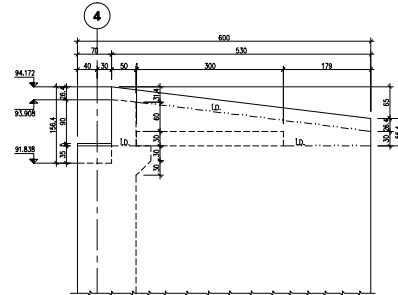
B-B KESİTİ 1/50



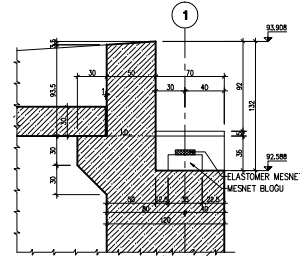
A-A KESİTİ 1/50



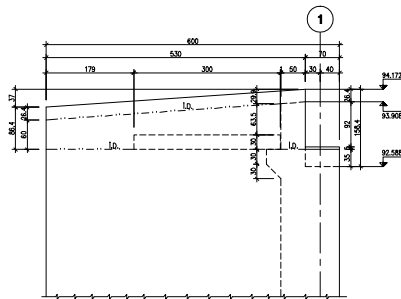
1/25 F-F KESİTİ



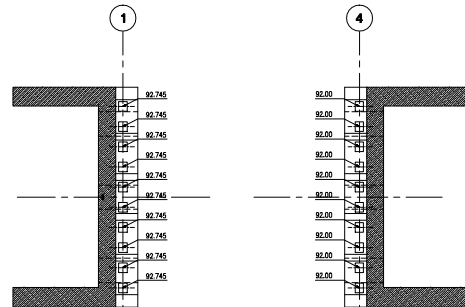
1/50 E-E GÖRÜNÜŞÜ



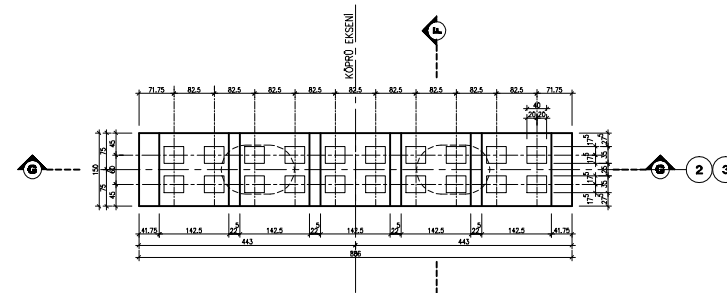
D-D KESİTİ 1/25



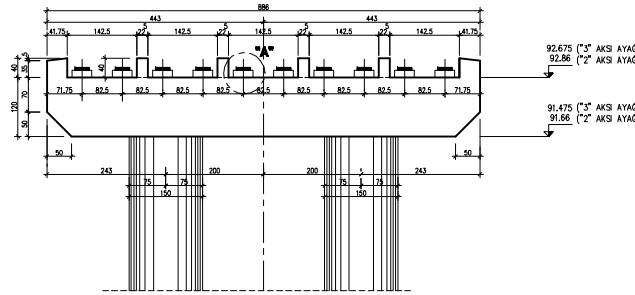
C-C GÖRÜNÜŞÜ 1/50



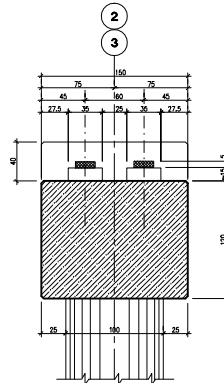
MESNET KİLEMLİ ÖST KOTLARI ŞEMASI
KENAR AYAKLAR İÇİN



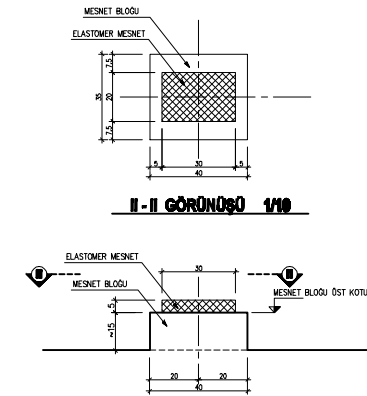
T VE T' AKSI MESNET BLOĞU YERLEŞİM PLANI 1/50



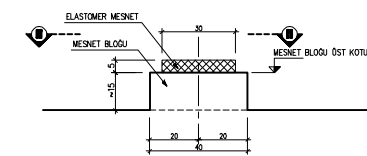
G-G KESİTİ 1/50



F-F KESİTİ 1/25

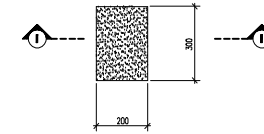


II-II GÖRÜNÜŞÜ 1/50



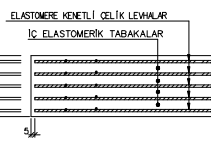
A DETAYI 1/10

ELASTOMER MESNET DETAYI 1/10
(ÖLÇER mm DİR)



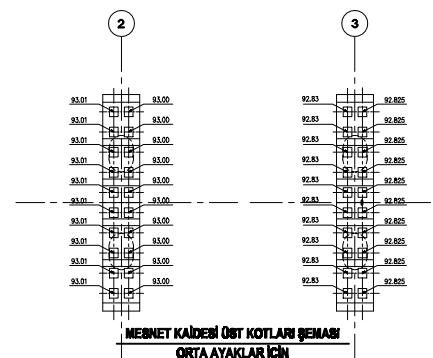
H KESİTİ 1/10

H KESİTİ 1/10



H KESİTİ 1/10

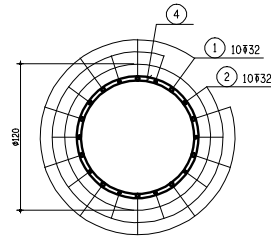
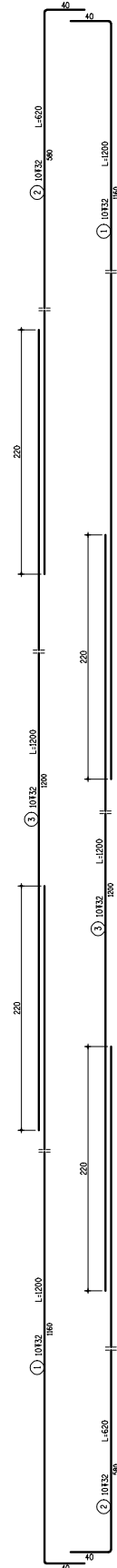
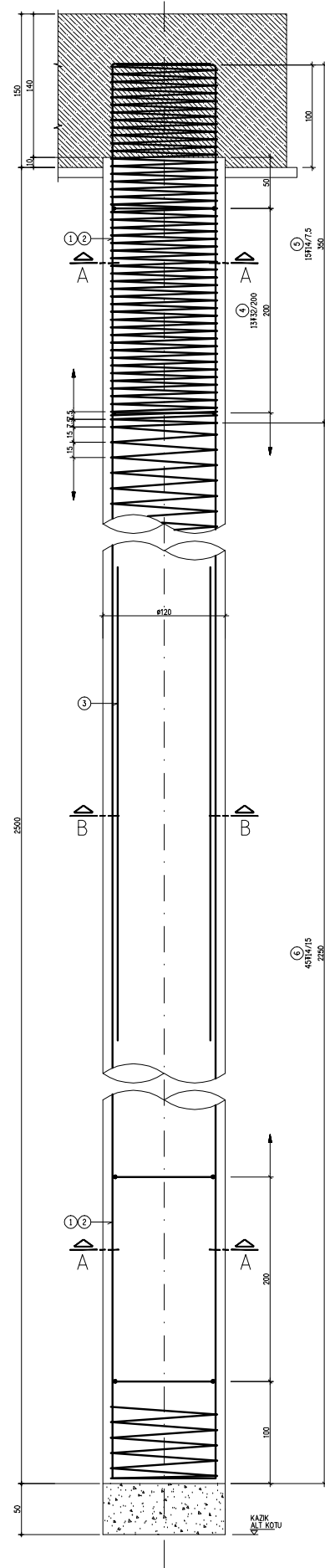
H KESİTİ 1/10



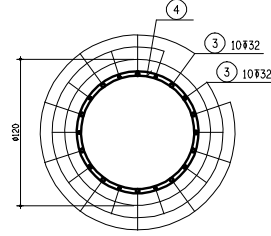
MESNET KİLEMLİ ÖST KOTLARI ŞEMASI
ORTA AYAKLAR İÇİN

İLGİLİ PAFTALAR	
001	GENEL YERLEŞİM PLANI
002	TEMEL PLANI
003	DÖŞEME KALIP PLANI
E: 2x1.00+7.00=9.00 m. L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m. 1- YÖK SINIFI : H20-S16 2- KÖPRÜ SİSTEMİ : 3- VEREVLİK : DİK	
MALZEME	
BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40
GROBETON KÖRÜME BETONU	BS 14
CELİK	S420 (St111)
NOTLAR	
1- AKSI BELİRTİLMEDİKÇE ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir.	
KENAR VE ORTA AYAKLAR KALIP PLANLARI	
004	

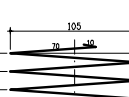
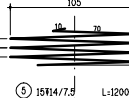
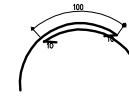
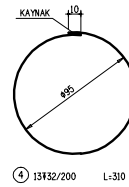
Ø120 KAZIK DONATI DETAYI (L=25.00 m)
(KENAR AYAKTA)



A-A KESİTİ

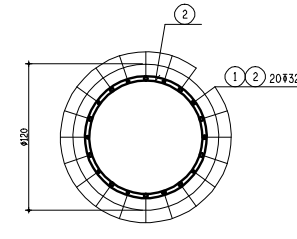
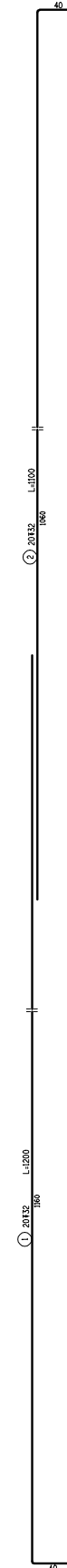
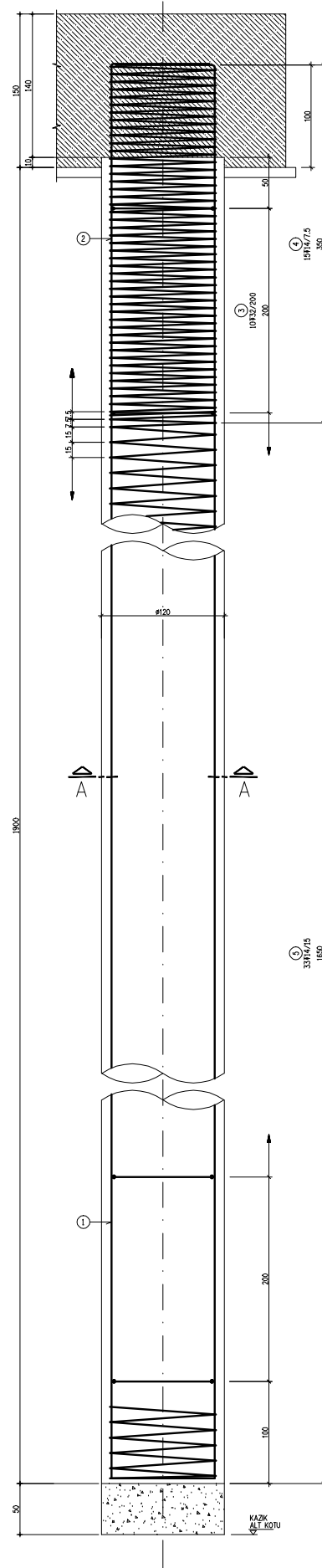


B-B KESİTİ

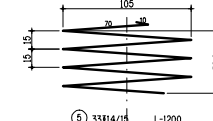
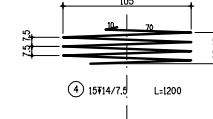
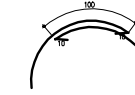
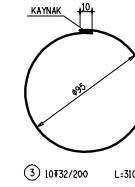


METRAJ TABLOSU											
POZ NO	CAP #	ADET	SEKİL	BOY (m)	TOPLAM BOY (m.)						
					Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø32	
1	32	20		12.00							
2	32	20		6.20							
3	32	20		12.00							
4	32	13	B-B KESİTİNE BAKINIZ	3.10							
5	14	15	B-B KESİTİNE BAKINIZ	12.00			180.00				
6	14	45	B-B KESİTİNE BAKINIZ	12.00			540.00				
TOPLAM BOY (m)							720.00				
BİRİM AĞIRLIK (kg/m.)					0.617	0.888	1.210	1.580	2.470	4.170	6.310
TOPLAM AĞIRLIK (kg.)							871.20				4065.53
GENEL AĞIRLIK (kg.)							4936.73				

Ø120 KAZIK DONATI DETAYI (L=19.00 m)
(ORTA AYAKTA)



A-A KESİTİ



METRAJ TABLOSU											
POZ NO	CAP #	ADET	SEKİL	BOY (m)	TOPLAM BOY (m.)						
					Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø26	Ø32
1	32	20		12.00							240
2	32	20		11.00							220
3	32	10	B-B KESİTİNE BAKINIZ	3.10							31
4	14	15	B-B KESİTİNE BAKINIZ	12.00			180.00				
5	14	33	B-B KESİTİNE BAKINIZ	12.00			420.00				
TOPLAM BOY (m)							600.00				491
BİRİM AĞIRLIK (kg/m.)					0.617	0.888	1.210	1.580	2.470	4.170	6.310
TOPLAM AĞIRLIK (kg.)							726.00				3098
GENEL AĞIRLIK (kg.)							3524.21				

İLGİLİ PAFTALAR

002 TEMEL PLANI

E: 2x1.00+7.00=9.00 m.
L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m.
1- YÖK SINIFI : H20-S16
2- KÖPRÜ SİSTEMİ :
3- VEREVLİK : DİK

MALZEME

BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40
GROBETON KORUMA BETONU	BS 14
CELİK	S420 (S1111)

NOTLAR

1- AĞIRLI BELİRTİLMEDİKÇE ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir.
2- KAZIKLARIN TASIMA GÜDÜ YERİNDE YAPILACAK YÖKLEME DENENLERİ İLE KONTROL EDİLMELİDİR
3- PAS PAYI 7.5cm OLACAKTIR.

KAZIK DONATI DETAYLARI

PFT/İİD
006

İLGİLİ PAFTALAR

002 TEMEL PLANI

E: 2x1.00+7.00=9.00 m.
L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m.
1- YÜK SINIFI : H20-S16
2- KÖPRÜ SİSTEMİ :
3- VEREVİLİK : DİK

MALZEME

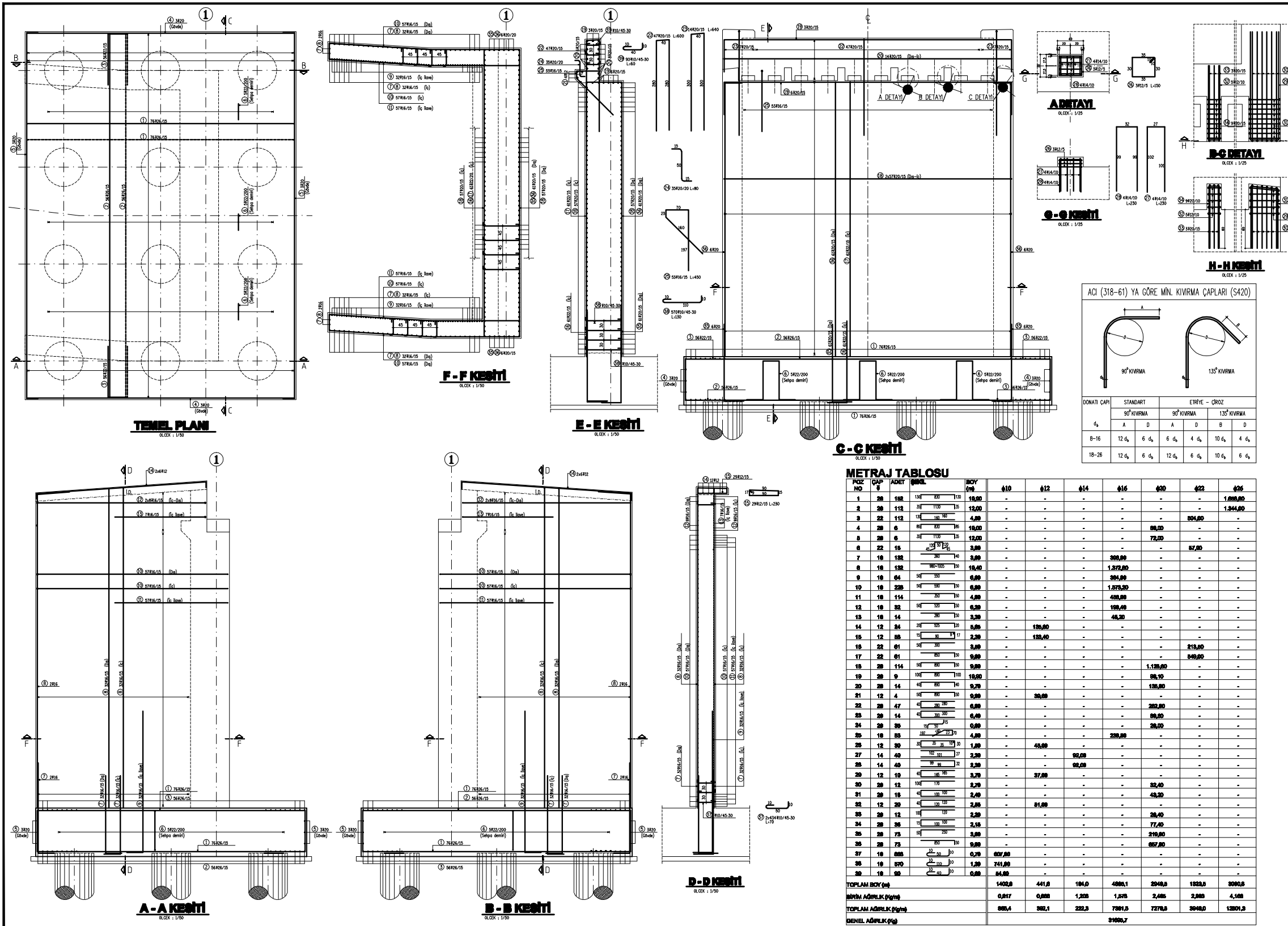
BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KIRIŞ	BS 40
GROBETON KORUMA BETONU	BS 14
ÇELİK	S420 (St111)

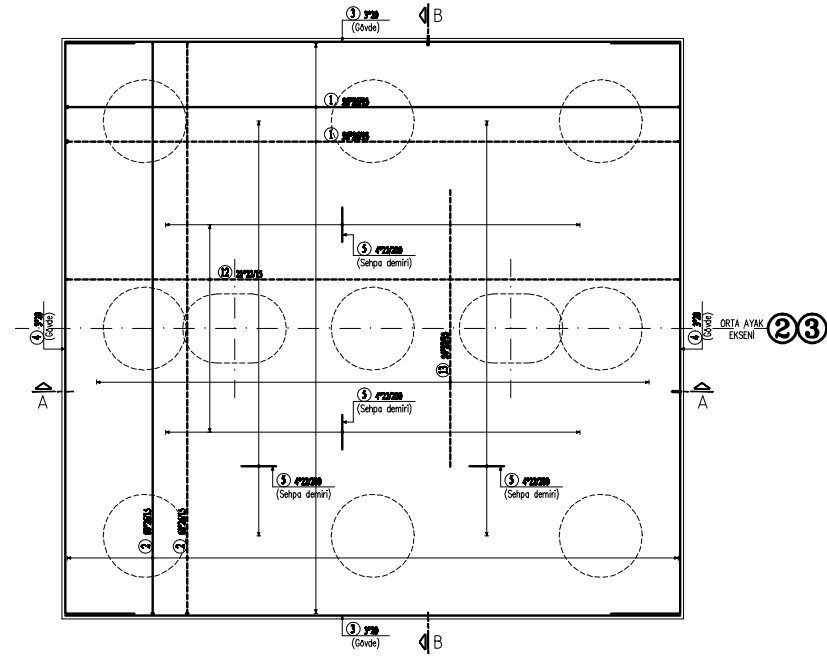
NOTLAR

1- AKSI BELİRTİLMEDİK ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir.
2- PAS PAYI 5cm OLACAKTIR.

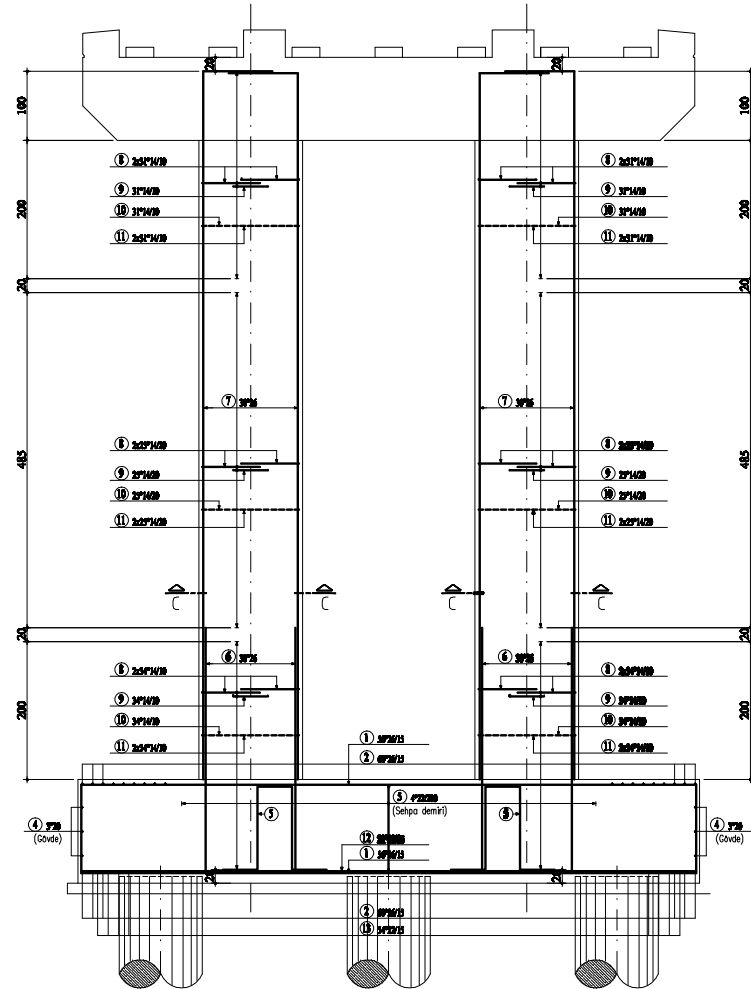
KENAR AYAK VE TEMEL
DONATI DETAYLARI (1 AKSI)

PAFTA NO
006

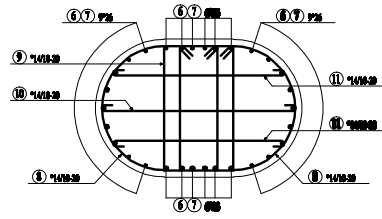




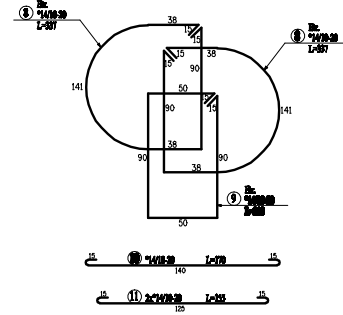
PLAN
ÖLÇEK: 1/20



A - A KESİTİ
ÖLÇEK: 1/20



C - C KESİTİ
ÖLÇEK: 1/20



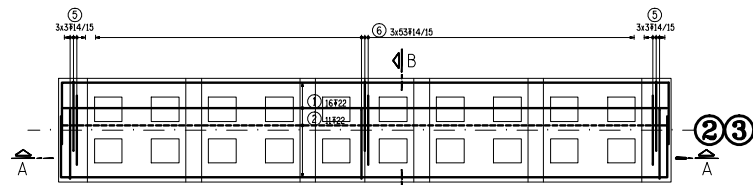
B - B KESİTİ
ÖLÇEK: 1/20

METRAJ TABLOSU												
POZ NO	ÇAP Ø	ADET	ŞEKİL	BOY (m)	TOPLAM BOY (m.)							
					Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø18	Ø20	Ø22
1	26	112		11.45								1282.40
2	26	120		10.95								1314.00
3	20	6		8.90							53.40	
4	20	6		10.30							61.80	
5	22	16		3.80							60.80	
6	26	60		4.00								240.00
7	26	60		10.85								651.00
8	14	360	C-C KESİTİNE BAKINIZ	3.37				1213.20				
9	14	180	C-C KESİTİNE BAKINIZ	3.10				558.00				
10	14	180	C-C KESİTİNE BAKINIZ	1.70				306.00				
11	14	360	C-C KESİTİNE BAKINIZ	1.55				558.00				
12	22	21		11.45							240.45	
13	22	54		4.00							216.00	
TOPLAM BOY (m)					-----	-----	-----	2635.20	-----	-----	115.20	517.25
BİRİM AĞIRLIK (Kg/m.)					0.395	0.617	0.888	1.210	1.580	2.000	2.470	2.980
TOPLAM AĞIRLIK (Kg.)					-----	-----	-----	3188.59	-----	-----	284.54	1541.41
GENEL AĞIRLIK (Kg.)					19557.00							

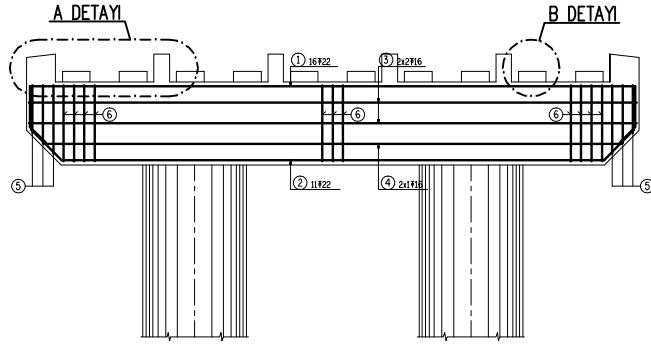
METRAJ BİR ADET ORTA AYAK TEMEL VE KOLON DONATISI İÇİN VERİLMİŞTİR.

ACI (318-61) YA ÇÖRE MİN. KIVIRMA ÇAPLARI (S420)						
DONATİ ÇAPİ	STANDART		ETRİYE – ÇİROZ			
	90° KIVIRMA		90° KIVIRMA		135° KIVIRMA	
	A	D	A	D	B	D
8-16	12 d _s	6 d _s	6 d _s	4 d _s	10 d _s	4 d _s
18-26	12 d _s	6 d _s	12 d _s	6 d _s	10 d _s	6 d _s

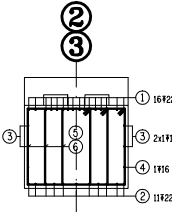
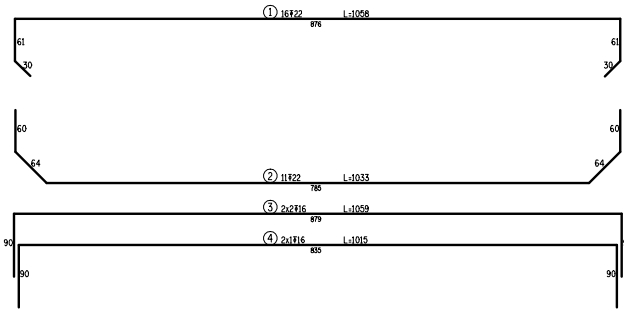
İLGİLİ PAFTALAR	
002	TEMEL PLANI
004	KENAR VE ORTA AYAKLAR KALIP PLANLARI
E: 2x1.00+7.00=9.00 m. L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m. 1- YÜK SINIFI : H20-S16 2- KÖPRÜ SİSTEMİ : 3- VEREVLİK : DİK	
MALZEME	
BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40
GROBETON KORUMA BETONU	BS 14
ÇELİK	S420 (StIII)
NOTLAR	
1- AKSI BELİRTİLMEDİKÇE ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir. 2- PAS PAYI 5cm OLACAKTIR.	
ORTA AYAK TEMEL KOLON DONATI DETAYLARI	
PAFTANO	
007	



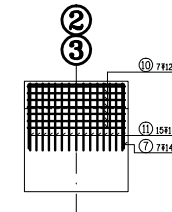
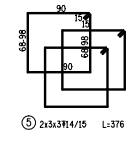
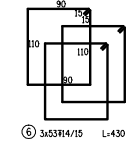
PLAN
ÖLÇEK : 1/50



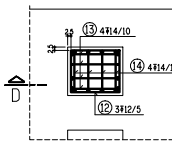
A - A KESİTİ
ÖLÇEK : 1/50



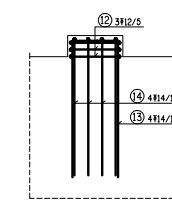
B - B KESİTİ
ÖLÇEK : 1/50



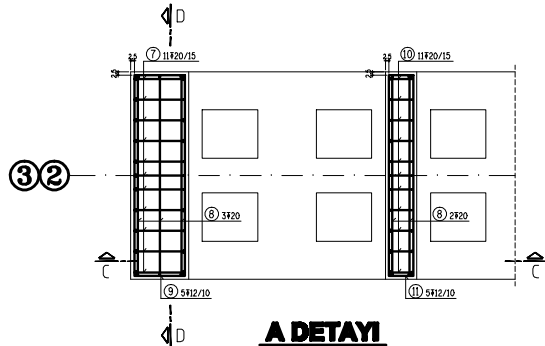
D - D KESİTİ
ÖLÇEK : 1/50



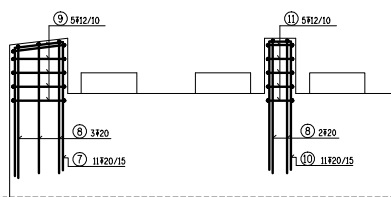
B DETAYI
ÖLÇEK : 1/25



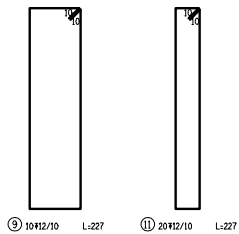
D - D KESİTİ
ÖLÇEK : 1/25



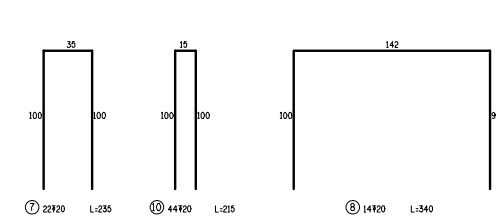
A DETAYI
ÖLÇEK : 1/25



C - C KESİTİ
ÖLÇEK : 1/25



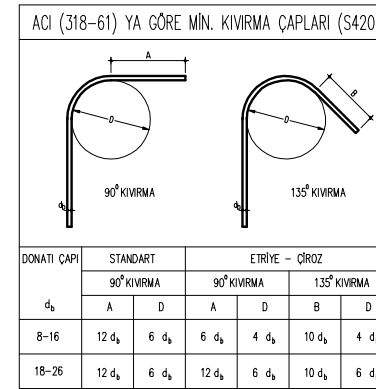
C - C KESİTİ
ÖLÇEK : 1/25



C - C KESİTİ
ÖLÇEK : 1/25

METRAJ TABLOSU										
POZ NO	ÇAP	ADET	SEKİL	BOY (m)	TOPLAM BOY (m.)					
					Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø18
1	22	16	A-A KESİTİNE BAKINIZ	12.00						
2	22	11	A-A KESİTİNE BAKINIZ	11.72						
3	16	4		12.00						
4	16	2		11.55						
5	14	18		3.76						
6	14	159		4.30						
7	20	22		2.35						
8	20	14		3.40						
9	12	10		3.84						
10	20	44		2.15						
11	12	20		3.44						
12	12	60		1.50						
13	14	80		2.32						
14	14	80		2.27						
TOPLAM BOY (m)					197.20	1118.58	71.10	193.90	320.92	
BİRİM AĞIRLIK (Kg/m.)					0.395	0.617	0.888	1.210	1.580	2.000
TOPLAM AĞIRLIK (Kg.)					175.11	1353.48	112.34	478.93	956.34	4.170
GENEL AĞIRLIK (Kg.)					3076.20					

METRAJ BİR ADET ORTA AYAK BAŞLIK KIRIŞI İÇİN VERİLMİŞTİR.

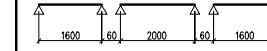


DONATI ÇAPı	STANDART		ETRİYE - ÇİROZ			
	90° KIVIRMA		90° KIVIRMA		135° KIVIRMA	
d _s	A	D	A	D	B	D
8-16	12 d _s	6 d _s	6 d _s	4 d _s	10 d _s	4 d _s
18-26	12 d _s	6 d _s	12 d _s	6 d _s	10 d _s	6 d _s

İLGİLİ PAFTALAR

002	TEMEL PLANI
004	KENAR VE ORTA AYAKLAR KALIP PLANLARI

E: 2x1.00+7.00=9.00 m.
L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m.
1- YÜK SINIFI : H20-S16
2- KÖPRÜ SİSTEMİ :



3- VEREVİLİK : DİK

MALZEME

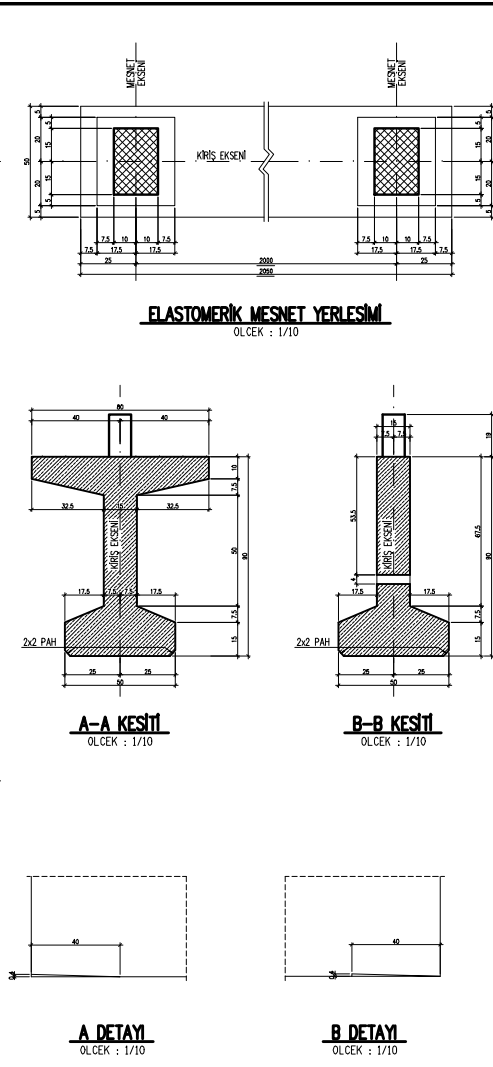
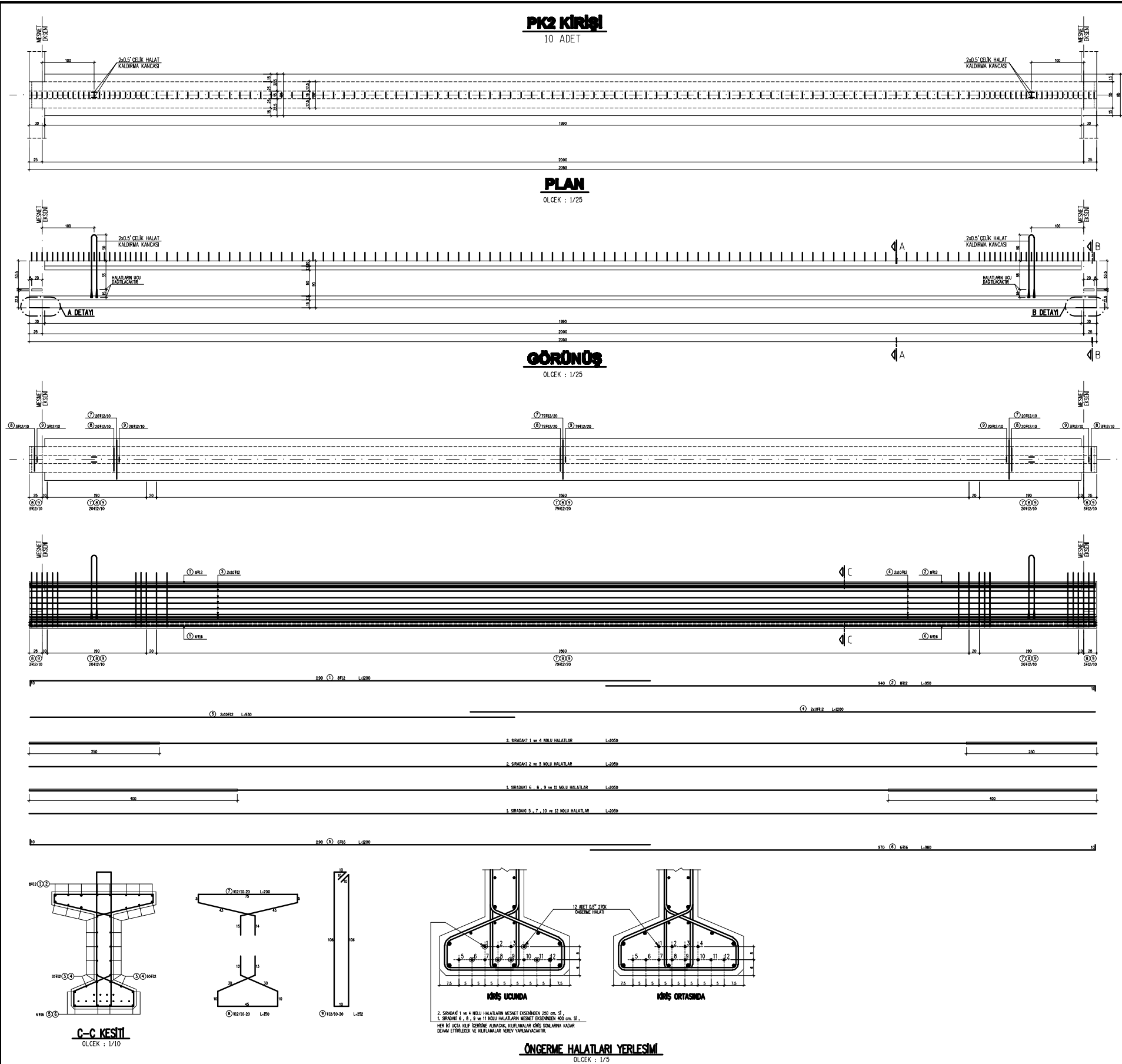
BETON	BS 25
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40
GROBETON KORUMA BETONU	BS 14
ÇELİK	S420 (StIII)

NOTLAR

1- AKSI BELİRTİLMEDİKÇE ÖLÇÜLER cm KOTLAR m'dir.
2- PAS PAYI 5cm OLACAKTIR.

ORTA AYAK BAŞLIK KIRIŞI
DONATI DETAYLARI

PAFTANO
008



İLGİLİ PAFTALAR											
001	GENEL YERLEŞİM PLANI										
003	DÖŞEME KALIP PLANI										
E: 2x1.00x7.00=9.00 m. L: 16.00+0.60+20.00+0.60+16.00=53.20 m. 1- YÖK SINIFI :H20-S16 2- KÖPRÜ SİSTEMİ : 3- VEREVLİK : dık MALZEME <table><tr><td>BETON</td><td>BS 25</td></tr><tr><td>PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ</td><td>BS 40</td></tr><tr><td>GROBETON</td><td>BS 14</td></tr><tr><td>KORUMA BETONU</td><td></td></tr><tr><td>CELİK</td><td>S420 (St111)</td></tr></table> NOTLAR 1- Aşağı belirtilmedikçe ölçüler cm, kıtlar m'dir. 2- 1 halat için çekme kuvveti 137,7 kN'dır. 3- Prekast elemanda detama sırasındaki beton karakteristik basınç dayanımı min. 32 N/mm² olacaktır. 4- Kiriş üst temas yüzeyi en az 6mm yükseklikte parolanılacaktır. 5- Öngerme çelgi : ASTM-A416 (Bapak gevşemeli) 270 kalite, 0.5" nominal çaplı. 6- Paspayı 2,5cm olacaktır. 7- Kaldirma halatı : ASTM-A416 270 kalite, 0.5" nominal çaplı öngerme çelgi. 8- Öngerme toronları: Kiriş herhangi bir darbe etkisi vermayacak şekilde serbest bırakılarak kullanılacaktır. 9- Kirişler her zaman dık tutulacak ve uçlarından 25cm içeride mesnetlenecektir. 10-Taımadan önce yapıya yerleştirilecekleri yer ve uç pozisyonları belli olacak şekilde işaretlenecektir.		BETON	BS 25	PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40	GROBETON	BS 14	KORUMA BETONU		CELİK	S420 (St111)
BETON	BS 25										
PREKAST ÖNGERİLMELİ KİRİŞ	BS 40										
GROBETON	BS 14										
KORUMA BETONU											
CELİK	S420 (St111)										
ÖNGERİLMELİ PREFABRİK KİRİŞ KALIP PLANI VE DONATI DETAYLARI (mm)	PAPYANO 000										

KAYNAKLAR

- [1] **Celep, Z.**, 2007. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [2] **AASHTO LRFD**, 1998. Bridge Design Specifications, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C..
- [3] **Özer, E.**, 2007. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi Dersi Notları, *İTÜ*, İstanbul.
- [4] **DLH**, 2007. Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği, *Ulaştırma Bakanlığı*, Ankara.
- [5] **TCDD**, 2004. Eskişehir-Köseköy Demiryolu Etüd Proje ve Mühendislik İşİ KM 164+028 Üstgeçit Hesap Raporu, *Ulaştırma Bakanlığı*, Ankara.
- [6] **CALAM**, 2007. California Amendments to the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Department of Transportation, California.
- [7] **SAP 2000**, Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [8] **PCI**, 2004. Precast and Prestressed Concrete Design Handbook, Prestressed Concrete Institute, Chicago.
- [9] **Otani, S.**, 2006. Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings Lecture Notes, Chiba University, Chiba.
- [10] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [11] **Priestley, M.J.N., Seible, F. And Calvi G.M.**, 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Willey & Sons Inc., Newyork.
- [12] **Sayısal Grafik**, Türkiye Deprem Sitesi, www.sayisalgrafik.com.tr, istanbul.
- [13] **XTRACT 2001**, Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.

- [14] **TS500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [15] **FHWA**, Introduction to LRFD-Load and Load Distribution, *Federal Highway Administration*, Chicago.

ÖZGEÇMİŞ

Nurettin İlter ULUĞ, 1980 Tarsus doğumlu olup; orta ve lise öğrenimini Tarsus Amerikan Koleji'nde, Lisans eğitimini Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde tamamlamıştır. 2006 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Deprem Mühendisliği yüksek lisans programına kabul edilmiştir. 2003 senesinde başladığı çalışma hayatına halen özel bir şirkette proje mühendisi olarak devam etmektedir.