

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**10 KATLI ÇELİK BİR BÜRO BİNASININ EUROCODE 3
GÖRE KARŞILAŞTIRMALI BOYUTLANDIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Özge G. CEYLAN
(501051134)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 7 Mayıs 2007
Tezin Savunulduğu Tarih : 13 Haziran 2007

Tez Danışmanı : Doç.Dr. Güliz BAYRAMOĞLU
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Alpay ÖZGEN (İ.T.Ü)
Yard.Doç.Dr. Nilgün AKTAN (Y.T.Ü)

Güliz Bayramoğlu
Alpay Özgen
N. Aktan

HAZİRAN 2007

ÖNSÖZ

İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Mühendisliği yüksek lisans programı altında hazırlanan bu yüksek lisans tezinde; çatı katı çerçeve doğrultusunda kafes sistem olmak üzere 10 katlı, bir doğrultusu süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden, diğer doğrultusu ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan, her iki doğrultuda da konsollara sahip bir büro yapısı uygulaması yapılmıştır. Ayrıca, döşeme girişleri, farklı şekillerde tasarlanarak ekonomi yönünden karşılaştırma yapılmıştır. Bunun dışında yapının taşıyıcı sisteminde süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde yerine süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde kullanılarak ortaya çıkan farklar incelenmiştir.

Çalışmalarım sırasında değerli fikirlerinden yararlandığım, yardımları ile çalışmalarımı yönlendiren sayın hocalarım Doç.Dr. Güliz BAYRAMOĞLU'na ve Prof.Dr. Alpay ÖZGEN'e, tezimle ilgili tüm sorularımı hiç sıklımadan cevaplayan ve her adımda desteğini hissettiren, İnş. Yük. Müh. Recep AYDIN'a, en kritik noktalardaki çözümleriyle bir sonraki aşamaya geçmemi sağlayan İnş. Yük. Müh. Bülent AYDIN'a, her an yanımda olup bana yol gösteren, sevgilerini ve desteklerini hiç esirgemeyen abime, anneme, babama ve teyzeme en içten dileklerle teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Haziran, 2007

Özge Gülşan CEYLAN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vii
TABLO LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xiii
SUMMARY	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Genel Bilgi	1
1.1.1. Kafes kirişler	4
1.1.2. Petek kirişler	4
1.1.3. Kompozit kirişler	6
1.2. Konu ve İlgili Çalışmalar	7
2. BİR DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVE, DİĞER DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN 10 KATLI ÇELİK BÜRO YAPISI	8
2.1. Statik Sistem	8
2.2. Yük Durumları	14
2.2.1. Zati yükler	14
2.2.1.1. Çatı katı yükleri	14
2.2.1.2. Ara kat yükleri	14
2.2.1.3. Cephe zati yükleri	14
2.2.2. Hareketli yükler	14
2.2.2.1. Kar yükü	14
2.2.2.2. Arakat döşeme hareketli yükü	14
2.2.2.3. Çatı katı döşeme hareketli yükü	14
2.2.3. Rüzgar yükleri	14
2.2.4. Deprem İle İlgili Parametreler ve Deprem Yükleri	16
2.3. Sistem Yük Analizi	16
2.3.1. Düşey yükler	16
2.3.1.1. Çatı katı yükleri	16
2.3.1.2. Ara kat yükleri	17
2.3.2. Yatay yükler	18
2.3.2.1. Rüzgar yükleri	18

2.3.2.2. Deprem yükleri	19
2.3.2.3. Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları	23
2.3.3. Yapı Analizi ve Boyutlandırması İçin Yük Kombinasyonları	24
2.3.3.1. Arttırılmış deprem yükü halinde yük kombinasyonları	25
2.4. Yapı Sisteminin Analizi	26
2.4.1. Göreli kat ötelenmelerinin kontrolü	26
2.4.1.1. Süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusu	26
2.4.1.2. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusu	27
2.4.2. Bağ kirişi dönme açılarının kontrolü	28
2.4.3. Düşey deplasmanlar	28
2.5. Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Boyutlandırılması	29
2.5.1. Döşeme kirişlerinin boyutlandırılması	29
2.5.1.1. Döşeme kirişlerinin sürekli kiriş olarak boyutlandırılması	29
2.5.1.2. Döşeme kirişlerinin basit kiriş olarak boyutlandırılması	31
2.5.1.3. Döşeme kirişlerinin basit kompozit kiriş olarak boyutlandırılması	32
2.5.1.4. Döşeme kirişlerinin basit petek kiriş olarak boyutlandırılması	36
2.5.1.5. Döşeme kirişlerinin karşılaştırılması	40
2.5.2. Kolonların boyutlandırılması	41
2.5.2.1. İlk 5 kat kolonlarının boyutlandırılması (1,2,3,4 ve 5. katlar)	41
2.5.2.2. Son 5 kat kolonlarının boyutlandırılması (6,7,8,9,10. katlar)	45
2.5.3. Çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması	50
2.5.4. Alın kirişlerinin boyutlandırılması	53
2.5.5. Çaprazların bağlandığı kirişlerinin boyutlandırılması (B ve C Aksı Kirişleri)	54
2.5.6. Çapraz elemanların boyutlandırılması ve kontrolleri	56
2.5.6.1. İlk 5 kat çapraz elemanların boyutlandırılması (1, 2, 3, 4 ve 5. Katlar)	56
2.5.6.2. Son 5 kat çapraz elemanların boyutlandırılması (6, 7, 8, 9 ve 10. Katlar)	58
2.5.7. Kafes kiriş elemanlarının boyutlandırılması	60
2.6. Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Kontrolleri	63
2.6.1. Çapraz elemanların narinliklerinin kontrolü	63
2.6.2. Bağ kirişi boyunun kontrolü	63
2.6.3. Bağ kirişinin tasarım kesme kuvvetinin kontrolü	64
2.6.4. Bağ kirişinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi	69
2.6.5. Bağ kirişleri dönme açılarının kontrolü	69
2.6.6. Bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları	70
2.6.7. Kat kirişlerinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün kontrolü	74

2.6.8. Çapraz elemanların kapasite kontrolleri	79
2.7. Güçlü Kolon – Zayıf Kiriş Kontrolleri	89
2.8. Birleşim Hesapları	90
2.8.1. Kafes kiriş birleşim detay hesabı	90
2.8.1.1 Kafes kiriş başlığının HE200B döşeme kirişine mafsallı birleşimi	92
2.8.1.2 Kafes kiriş başlığının HE300A tali kirişine mafsallı birleşimi	94
2.8.2. Kaynaklı kolon-kiriş birleşim detay hesabı	96
2.8.2.1 (HE 700 M – HE 500 B) birleşim detayı hesabı	96
2.8.2.2 (HE 600 B – HE 450 B) birleşim detayı hesabı	99
2.8.3. Ankastre kolon ayağı detay hesabı	102
2.8.4. Çapraz - kiriş birleşim detayının hesabı	105
2.8.4.1 HE 200 B – Kutu 140-140-10 çapraz elemanın birleşim hesabı	106
2.8.4.2 HE 200 B – Kutu 120-120-10 çapraz elemanın birleşim hesabı	107
2.8.5. Tali kirişlerin ana kirişlere mafsallı birleşimi	108
2.8.5.1 İlk 5 kat tali kirişinin ana kirişlere mafsallı birleşimi	108
2.8.5.2 Son 5 kat tali kirişinin ana kirişlere mafsallı birleşimi	110
2.8.6. Çaprazların bağlandığı kirişlerin ana kirişlere birleşimi	112
2.8.6.1 İlk 5 katta çaprazların bağlandığı kirişlerin ana kirişlere birleşimi	112
2.8.6.2 Son 5 katta çaprazların bağlandığı kirişlerin ana kirişlere birleşimi	113
2.8.7. Alın kirişlerinin ana kirişe birleşimi	115
2.8.7.1. İlk 5 kat alın kirişlerinin ana kirişe birleşimi	115
2.8.7.2. Son 5 kat alın kirişlerinin ana kirişe birleşimi	117
2.8.8. Kolon ek hesabı	119
2.8.8.1 (HE 700 M - HE 700 M) eki hesabı	119
2.8.8.2 (HE 700 M - HE 600 B) eki hesabı	123
2.9. Temel Hesabı	125
2.9.1. Zımbalama tahkiki	126
2.9.2. Zemin gerilmelerinin kontrolü	127
2.9.3. Gerekli donatı alanlarının hesaplanması	127
2.9.3.1 X doğrultusu (kısa doğrultu)	127
2.9.3.2 Y doğrultusu (uzun doğrultu)	129
3. BİR DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVE, DİĞER DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MERKEZİ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞMASI DURUMUNDA BOYUTLANDIRMA	132
3.1. Statik Sistem	132
3.2. Yatay Yükler	132
3.2.1. Deprem yükleri	132
3.3. Yapı sisteminin analizi	137

3.3.1. Göreli kat ötelenmelerinin kontrolü	137
3.3.1.1. Süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusu	137
3.3.1.1. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusu	138
3.3.2. Düşey deplasmanlar	139
3.4. Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Boyutlandırılması	140
3.4.1. Çapraz elemanların boyutlandırılması ve kontrolleri	140
3.4.1.1. İlk 2 kat çapraz elemanların boyutlandırılması (1. ve 2. Katlar)	140
3.4.1.2. Son 8 kat çapraz elemanların boyutlandırılması (3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 ve 10. Katlar)	142
4.SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME	144
KAYNAKLAR	148
ÖZGEÇMİŞ	149

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
TS 648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS 498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS500	: Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 : Yüksekliğe göre rüzgar basınç kuvvetleri	15
Tablo 2.2 : Yapı kat ağırlıkları ve deprem yükleri	18
Tablo 2.3 : Yapı katlarına etkiyen rüzgar yükleri	19
Tablo 2.4 : Çerçeve doğrultusu deprem yükleri	20
Tablo 2.5 : Çerçeve doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı.	21
Tablo 2.6 : Dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusu deprem yükleri	22
Tablo 2.7 : Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı.....	23
Tablo 2.8 : Çerçeve doğrultusu kat ötelenmeleri (rüzgardan dolayı).....	27
Tablo 2.9 : Çerçeve doğrultusu kat ötelenmeleri (depremden dolayı).....	27
Tablo 2.10 : Çapraz doğrultusu kat ötelenmeleri (depremden dolayı).....	27
Tablo 2.11 : Bağ kirişi dönme açıları.....	28
Tablo 2.12 : Çerçeve doğrultusu konsol uçlarının düşey deplasmanları.....	28
Tablo 2.13 : Çapraz doğrultusu konsol uçlarının düşey deplasmanları	29
Tablo 2.14 : k_t Azaltma faktörü.....	36
Tablo 3.1 : Çerçeve doğrultusu deprem yükleri	133
Tablo 3.2 : Çerçeve Doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı	134
Tablo 3.3 : Merkezi çelik çaprazlı perde doğrultusu deprem yükleri	135
Tablo 3.4 : Çapraz Doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı..	136
Tablo 3.5 : Çerçeve doğrultusu kat ötelenmeleri (rüzgardan dolayı).....	138
Tablo 3.6 : Çerçeve doğrultusu kat ötelenmeleri (deprennden dolayı).....	138
Tablo 3.7 : Çapraz doğrultusu kat ötelenmeleri (deprennden dolayı).....	138
Tablo 3.8 : Çerçeve doğrultusu konsol uçlarının düşey deplasmanları.....	139
Tablo 3.9 : Çapraz doğrultusu konsol uçlarının düşey deplasmanları	139

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Londra’da çelik taşıyıcı sistemli bir ofis binası	2
Şekil 1.2 : Tampere’de (Finlandiya) çelik taşıyıcı sistemli bir ofis binası	3
Şekil 1.3 : Ankara’da bir kafes kirişli yapı inşaatı	4
Şekil 1.4 : Petek kiriş geometrileri	5
Şekil 1.5 : Petek kiriş montajı	5
Şekil 1.6 : Kompozit kiriş kesiti	6
Şekil 2.1 : Yapı sisteminin 3 boyutlu görünüşü	9
Şekil 2.2 : Yapı Sisteminin Çerçeve Doğrultusu Ara Aks Kesiti.....	10
Şekil 2.3 : Yapı Sisteminin Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu (B ve C Aksı) Kesiti.....	11
Şekil 2.4 : Yapı Sisteminin Ara Kat Plan Görünüşü Yapı Sisteminin Ara Kat Plan Görünüşü.....	13
Şekil 2.5 : Hareketli yük gezdirme	15
Şekil 2.6 : Rüzgar emme ve basınç kuvvetleri	18
Şekil 2.7 : Kompozit kiriş kesiti	33
Şekil 2.8 : Eşit başlık alanına sahip çelik kesitlerde kaynaklı başlıklı saplamlar için düktül tanımı.....	35
Şekil 2.9 : Kolon ve kiriş uç moment kapasiteleri	89
Şekil 2.10 : Kafes kiriş birleşim detayı	90
Şekil 2.11 : Kafes kiriş – Döşeme kirişi birleşimi.....	92
Şekil 2.12 : Kafes kiriş – Tali kiriş birleşimi.....	94
Şekil 2.13 : HE 700 M – HE 500 B birleşimi.....	96
Şekil 2.14 : HE 600 B – HE 450 B birleşimi	99
Şekil 2.15 : Ankastre kolon ayağı birleşimi	102
Şekil 2.16 : İlk 5 Katta Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi.....	106
Şekil 2.17 : Son 5 Katta Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi	107
Şekil 2.18 : Ana kiriş – döşeme kirişi birleşimi	108
Şekil 2.19 : Ana kiriş – döşeme kirişi birleşimi 2	110
Şekil 2.20 : Ana Kiriş – Çaprazların Bağlandığı Döşeme Kirişi Birleşimi.	112
Şekil 2.21 : Ana Kiriş – Çaprazların Bağlandığı Döşeme Kirişi Birleşimi 2	113
Şekil 2.22 : Ana kiriş – Alın Kirişi Birleşimi	115
Şekil 2.23 : Ana kiriş – Alın Kirişi Birleşimi 2	117
Şekil 2.24 : HE 700 M – HE 700 M kolon eki	120
Şekil 2.25 : HE 700 M – HE 600 B kolon eki	123
Şekil 2.26 : Zımbalama bölgesi genişliği	126
Şekil 2.27 : Temel kısa doğrultusu için donatı düzeni	128
Şekil 2.28 : Temel uzun doğrultusu için donatı düzeni	129

SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı
A_k	: Kesme alanı
A_{net}	: Net enkesit alanı
A(T)	: Spektral İvme Katsayısı
b	: Kolon veya kiriş enkesitinin başlık genişliği
c	: Kolon veya kiriş enkesitinin başlık genişliğinin yarısı
C₁	: Yanal burulmalı burkulmada kullanılan bir katsayı
DL	: Sabit yük simgesi
D_a	: Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_i	: Binanın i'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
E	: Deprem yükü simgesi
E_s	: Yapı çeliği elastisite modülü
E_x	: x doğrultusundaki deprem yükü simgesi
E_{x1}	: x doğrultusundaki deprem yükü simgesi (+ 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
E_{x2}	: x doğrultusundaki deprem yükü simgesi (- 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
E_y	: y doğrultusundaki deprem yükü simgesi
E_{y1}	: y doğrultusundaki deprem yükü simgesi (+ 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
E_{y2}	: y doğrultusundaki deprem yükü simgesi (- 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
d	: Kolon veya kiriş enkesitinin gövde yüksekliği
e	: Bağ kirişi boyu
e_x	: x doğrultusundaki ek dışmerkez
E_y	: y doğrultusundaki ek dışmerkez
G	: Sabit yük simgesi
H_{ort}	: Düğüm Noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin ortalaması
H_i	: Kat yüksekliği
h	: Kolon veya kiriş enkesitinin yüksekliği
l_b	: Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
I_z	: Zayıf eksen atalet momenti
I_y	: Kuvvetli eksen atalet momenti
I_t	: Enkesitin burulma dayanımı
I_t	: Enkesitin çarpılma dayanımı
i_z	: Zayıf eksen atalet yarıçapı
i_y	: Kuvvetli eksen atalet yarıçapı
k	: Etkili boy katsayısı
:	
K_{1,2}	: Bitişik kolonların rijitlik katsayıları
l_n	: Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsal noktaları arasındaki uzaklık
l_{LT}	: Eğilme düzlemi dışına burkulmada burkulma boyu
LL	: Hareketli yük simgesi

M_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
M_{pa}	: Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i’de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j’de hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi
M_{pn}	: İndirgenmiş moment kapasitesi
$M_{pü}$: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{vi}	: Kirişin sol ucu i’deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
M_{vj}	: Kirişin sağ ucu j’deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
$M_{y,Sd}$: Eğilme momentini tasarım değeri
$N_{c,Sd}$: Basınç kuvvetinin tasarım değeri
N_{bp}	: Eksenel basınç kapasitesi
N_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
$N_{pl,Rd}$: Enkesitin plastik eksenel kuvvet kapasitesi
P_k	: Kar yükü simgesi
Q	: Hareketli yük simgesi
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
r_y	: Kiriş başlığının ve gövdenin 1/5’inin yanal doğrultudaki atalet yarıçapı
s_{kx}	: Kuvvetli ekseninde burkulma boyu
$S(T)$: Spektrum Katsayısı
t	: Kalınlık
t_f	: Kolon veya kiriş enkesitinin başlık kalınlığı
t_{min}	: Kayma bölgesindeki en küçük levha kalınlığı
t_p	: Takviye levhaları dahil olmak üzere, kayma bölgesindeki toplam levha kalınlığı
t_t	: Takviye levhası kalınlığı
t_w	: Kolon veya kiriş enkesitinin gövde kalınlığı
u	: Kayma bölgesi çevresinin uzunluğu
W_{EQ}	: Yapının sabit yüklerinin ve hareketli yük katılım katsayısıyla çarpılmış hareketli yüklerinin toplamı
$W_{z,pl}$: Zayıf eksen plastik mukavemet momenti
$W_{y,pl}$: Kuvvetli eksen plastik mukavemet momenti
$W_{z,el}$: Zayıf eksen elastik mukavemet momenti
$W_{y,el}$: Kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti
W_x	: x doğrultusundaki rüzgar yükü
W_y	: y doğrultusundaki rüzgar yükü
V_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy}	: Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_e	: Kolon-kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_{ke}	: Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_p	: Kesme kuvveti kapasitesi
$V_{pl,bağ}$: Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
$V_{y,Sd}$: Kesme kuvvetinin tasarım değeri

Δ_i	: Binanın i'inci katındaki görelî kat ötelemesi
γ_p	: Bağ kirişi dönme açısı
Ω_0	: Büyütme katsayısı
σ_a	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{bem}	: Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç emniyet
σ_{em}	: Emniyet gerilmesi
θ_p	: Görelî kat ötelemesi açısı
β_A	: Kesit indirgeme katsayısı
λ_x	: Kuvvetli eksene göre basınç çubuğunun narinliği
λ_y	: Zayıf eksene göre basınç çubuğunun narinliği
λ_{LT}	: Yanal burulmalı burkulma geometrik narinliği
δ	: Kirişte meydana gelen sehim
σ_{bem}	: Yalnız aksenal basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi
ΔF_N	: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
ε	:
η_i	: Kolon dağıtma katsayıları
χ	: Burkulma dayanımı indirgeme katsayısı
χ_{LT}	: Yanal burulmalı burkulmada indirgeme katsayısı

10 KATLI ÇELİK BİR BÜRO BİNASININ EUROCODE 3 GÖRE KARŞILAŞTIRMALI BOYUTLANDIRILMASI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, yüksek katlı bir büro binasının sistem elemanları Eurocode 3'e göre boyutlandırılmış, yürürlüğe yeni giren DBYBHY 2007'de verilen ilgili koşullar kontrol edilmiştir.

Birinci bölümde, genel bilgilerden, kullanılan kiriş çeşitlerinden ve yapılan çalışmalardan bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, çatı katı kafes sistem olmak üzere 10 katlı, bir doğrultusu süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden, diğer doğrultusu ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan, her iki doğrultuda da konsollara sahip bir büro yapısının statik analizleri detay ve temel hesapları yapılmıştır. Ayrıca, döşeme kirişleri, basit kiriş, sürekli kiriş, kompozit basit kiriş ve petek basit kiriş olmak üzere 4 farklı şekilde tasarlanarak ekonomi yönünden karşılaştırma yapılmıştır. Binanın yapısal analizlerinde ETABS bilgisayar programı kullanılmıştır.

Üçüncü bölümde, yapıda, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde yerine süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde kullanılarak yeniden analiz yapılmıştır.

Son bölümde ise yapılan çalışmalar ve amacı değerlendirilmiş, yapının iki farklı şekilde analiz edilmesi sonucu ortaya çıkan farkların karşılaştırması yapılmıştır.

ACCORDING TO EUROCODE 3, COMPARATIVE DIMENSIONING OF A 10 STOREY OFFICE BUILDING

SUMMARY

In this study, which is presented as a M.Sc thesis, a multistorey office building is dimensioned according to Eurocode 3, related rules given in Design Specifications for Building in Earthquake Regions 2007, which is newly effectuated, are controlled.

In the first chapter, general informations, beam types which are used and studies which are done are discussed.

In the second chapter, an office building with a truss roof system which has 10 stories, has cantilevers in both directions, constituted with special moment frames in one direction and eccentrically braced frames in the other direction, is statically analyzed, detail and foundation calculations are done. Also, floor beams are designed as simple beam, continuous beam, simple composite beam and honeycombed beam and are economically compared. This building's analysis are performed by using ETABS computer program.

In the third chapter, analysis are redone by using special concentrically braced frames instead of special eccentrically braced frames in the structure.

In the last chapter, studies and their purposes are evaluated, differences, occur as a result of two different analysis of structure, are compared.

1. GİRİŞ

1.1 Genel Bilgi

Sürdürülebilir yapılaşma için, üzerinde yaşadığımız dünya kaynaklarını çevreye zarar vermeden, verimli ve çok dikkatli bir şekilde kullanmak gerekmektedir. İlk kez M.Ö. 1500 yıllarında Kuzeydoğu Anadolu ve Kafkasya'da üretilip kullanıldığı bilinen demirden elde edilen yapı çeliği; homojen ve izotrop olup, sürekli denetlenerek üretildiğinden güvenli olmasıyla birlikte, üretim ve yapım aşamasında, diğer malzemelere göre çevre ve sağlık için zararı en az olan, tamamen geri dönüşebilen, çevreye atık bırakmayan ve kirlilik üretmeyen bir yapı malzemesidir. Sökülen bir çelik yapı yeniden kurulabilir, kullanılabilir veya eritilerek yeniden çelik üretilebilmektedir. Ayrıca, tasarımı dolayısıyla güneş enerjisinden en iyi şekilde yararlanılmasını sağlayıp ve bu şekilde ısı yalıtımını arttırmaktadır. Hafif olması ile birlikte yarattığı taşıma ve enerji kazançları sayesinde çok büyük ekonomik değer sağlamaktadır.

Çelik taşıyıcı sistemden oluşan bir yapıdaki tüm elemanlar, fabrika ortamında gerekli uluslararası kalite güvencesine uygun bir şekilde, tüm aşamalarda kontrol edilerek üretilip, hava koşullarından etkilenmeden hızla kurulabilmektedir.. Yapım süresinin betonarme bir binaya kıyasla çok daha kısa olması maliyetlerde büyük kazanç sağlamasının yanısıra kullanılan kolon ve kiriş kesitlerinin daha küçük olması, bina büyüklüğü arttıkça önemli miktarda kullanılabilir alanlar kazandırmaktadır. İnce döşemeler, aynı yükseklik için daha fazla kat inşa etme olanağı sağlarken, esnek iç hacimler, tesisat yenileme ve kablolama gibi sistemlerdeki teknik üstünlükleri ile yapılan binanın değerini arttırmaktadır.

Çelik taşıyıcı yapılar zamanla değişen kullanıcı veya teknolojik değişimlerin gerektirdiği işlemlere uygunluk sağlamaktadır. Bu durum çelik yapıların kullanım ömrünü diğer yapılara göre oldukça uzatmaktadır. Çelik bir yapı sağlamlığı tamamen korunarak bir

yerden diğer bir yere taşınabilip, yatay ve düşey eklerle yapıya istenilen değişimler için güçlendirmeler yapılabilmektedir.

Çelik çerçevesli yapı sistemleri, çok önemli olan bu üstünlükleri nedeniyle;

- Büyük açıklıklı köprüler,
- Endüstri yapıları ve
- Spor salonları ile
- Portatif ve prefabrik,
- Taşıyıcı sistemleri özel,
- Hızla yapılması gereken,
- Temel zemini zayıf nitelikli,
- Yatay yüklere dayanıklı,
- Çok katlı veya yüksek yapılarda

gibi çok geniş kullanım alanlarına sahiptir.



Şekil 1.1 : Londra’da Çelik Taşıyıcı Sistemli Bir Ofis Binası

Çelik taşıyıcı sisteme sahip bir yapı, aynı boyutlardaki bir betonarme yapıya göre yaklaşık % 40-60 daha düşük kütleye sahip olmaktadır. Deprem yükleri yapının kütlesiyle doğru orantılı olduğundan, çelik yapıya etkiyecek yüklerde aynı oranda azalmaktadır. Çeliğin büyük şekil değiştirebilme özelliği, yapının aldığı enerjiyi sönmemesini ve taşıyıcı özelliklerini kaybetmeden depremi minimum hasarla atlattırmasını sağlamaktadır. Çelik yapının deprem davranışlarının hesaplanabilir olması sayesinde depremde meydana gelebilecek hasarların kolonlar yerine kirişlerde oluşması sağlanabilir bu sayede deprem esnasında yapıda meydana gelebilecek hasarları azaltma veya oluşan hasarların hızlı onarılabilmesi olanağı sağlamaktadır. Tüm bu özellikler çelik yapıların depreme karşı güvenliğini arttırmaktadır.



Şekil 1.2 : Tampere’de (Finlandiya) Çelik Taşıyıcı Sistemli Bir Ofis Binası

1.1.1 Kafes Kirişler

Hafiflikleri ve havalandırma vb. tesisat için uygun boşlukları nedeniyle tercih edilen kafes kirişlerin basit mesnetli olarak yaygın kullanım alanı; rijit diyafram oluşturulması ve yanal burkulmanın önlenmesinde aşıklar ve rüzgar bağlantılarından yararlanan çatılardır.

Ayrıca, rijid diyafram oluşturulması ve yanal burkulmanın önlenmesi için kirişlerin ek malzeme, işçilik ve zaman gerektiren çaprazlar ile birbirine bağlanması zorunlu hale gelmektedir.

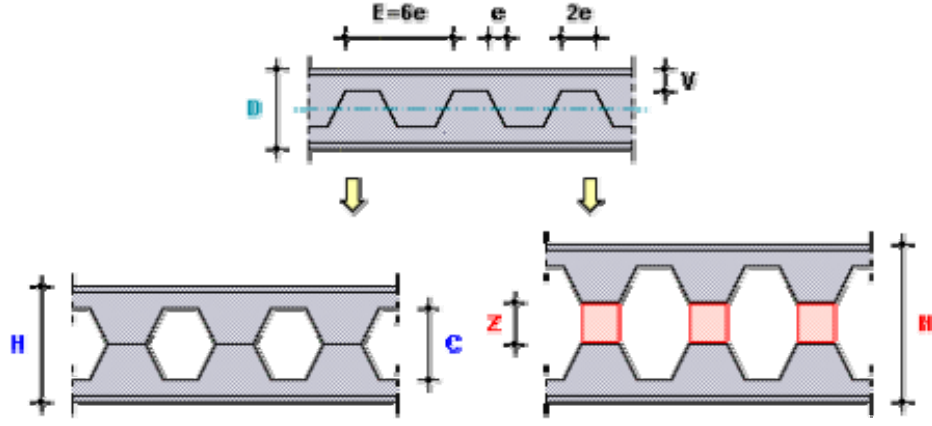


Şekil 1.3 : Ankara'da Kafes Kirişli Bir Yapı İnşaatı

1.1.2 Petek Kirişler

I profilin gövdesi boyunca zig-zaglı olarak kesilmesiyle elde edilen iki parçanın kaydırılıp uç bölgelerinden istenildiğinde ek parça kullanılarak kaynakla yeniden birleştirilmesi sonucu oluşturulan petek kesitler daha çok düzgün yayılı yüklerin taşınmasında kiriş olarak kullanılmaktadır.

İki profilden elde edilen dört parçanın birleştirilmesi sonucu ortaya çıkan her iki yöndeki eylemsizlik momentleri eşit kesitlerin de kolon olarak geniş kullanım alanı bulunmaktadır.



Şekil 1.4 : Petek Kiriş Geometrileri

Kesim işleminin esnekliği nedeniyle istenildiğinde delikleri değişken boyutlu olabilen petek kirişlerin;

- Şantiyede yapılan pahalı güçlendirme işlemlerine gerek kalmadan hafif ve orta büyüklükteki noktasal yükleri taşıyabilmeleri,
- Üst başlığına kaynatılacak kesme bağlayıcıları ile bileşik kesitli kiriş olarak da kullanılabilmeleri,
- Benzer amaçlı elemanlara göre daha az yatay bağlantı gerektirmeleri,

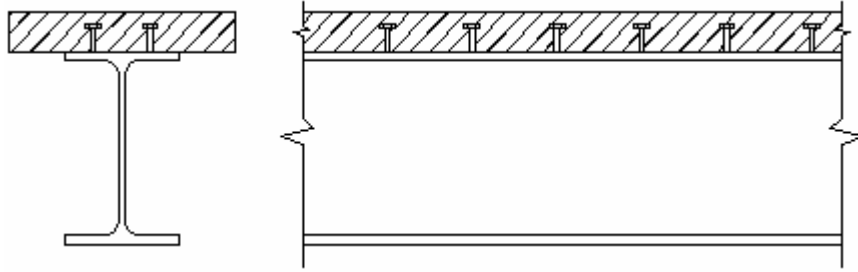


Şekil 1.5 : Petek Kiriş Montajı

- Daha yüksek ve daha hafif olan kirişlerin gövdesinde oluşan deliklerden elektrik, mekanik ve su püskürtme tesisatları geçirilebildiğinden kat yüksekliklerinin arttırılmasına gerek kalmaması,
- Küçülen kiriş boyutlarının duvar yükseklikleri ile inşaat maliyetinin azalmasını sağlaması,
- Yangına karşı yalıtımlarının kolay olması ve
- Açıkta bırakıldıklarında, etkileyici görüntüleri ile mimari tasarımı güzelleştirmeleri gibi önemli avantajları bulunmaktadır.

1.1.3 Kompozit Kirişler

Yüksek yapılarda kullanılan kompozit kirişler genel olarak bir çelik kiriş ve bu çelik kirişe oturan beton plaktan oluşmaktadır. Her iki eleman beraber çalışacak şekilde bütün kiriş boyunca kamalarla birbirine bağlanmaktadır.



Şekil 1.6 : Kompozit Kiriş Kesiti

Geometri bakımından kompozit kirişler, betonarme yapılarıdaki tablalı kirişler benzemektedir. Tablalı kirişlerde donatı uzama rijitlikli olduğu halde, kompozit kirişlerde çelik kiriş eğilme rijitliklidir. Eğilme rijitliği kompozit kirişe büyük taşıma kapasitesi kazandırmaktadır.

Çok farklı iki malzemenin bünyelerine uygun etkileri aktaracak şekilde kompozit kirişlerde bir araya getirilmesi(beton basınç, çelik çekme bölgesinde) ekonomi sağlamaktadır. Ayrıca bu yapı tarzıyla çelik yapıların sağladığı avantajlarla betonarme yapıların sağladığı avantajlar bir araya getirilmiş olmaktadır

- Betonarme plakların yapı fiziği yönünde sağladığı avantajlar
- Çelik yapıya özgü çabuk ve kuru montaj
- İskele ve kalıp gereksinmesi olmaması

1.2 Konu ve Yapılan Çalışmalar

Bu çalışmada, çatı bir doğrultusu (kısa doğrultu) katı kafes sistem olmak üzere 10 katlı, bir doğrultusu (kısa doğrultu) ilk katta 3 adet, diğer katlarda ise 1 adet olan, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden, diğer doğrultusu (uzun doğrultu) ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan, ana kirişlere ve belirli aralıklarla teşkil edilen döşeme kirişlerine mesnetlenen, düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan kompozit döşeme sistemine sahip, ara katlarda, süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusunda 3.5 m'lik, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusunda ise 2.5 m'lik konsollara sahip bir büro yapısının statik analizi, detay hesapları ve temel hesabı yapılmıştır. Ayrıca, döşeme kirişleri, basit kiriş, sürekli kiriş, kompozit basit kiriş ve petek basit kiriş olarak 4 farklı şekilde tasarlanmıştır ve kullanılan kesitler gözönüne alınarak ekonomi yönünden karşılaştırma yapılmıştır. Bunun dışında uzun doğrultuda süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde yerine süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde kullanılarak ortaya çıkan farklar incelenmiştir.

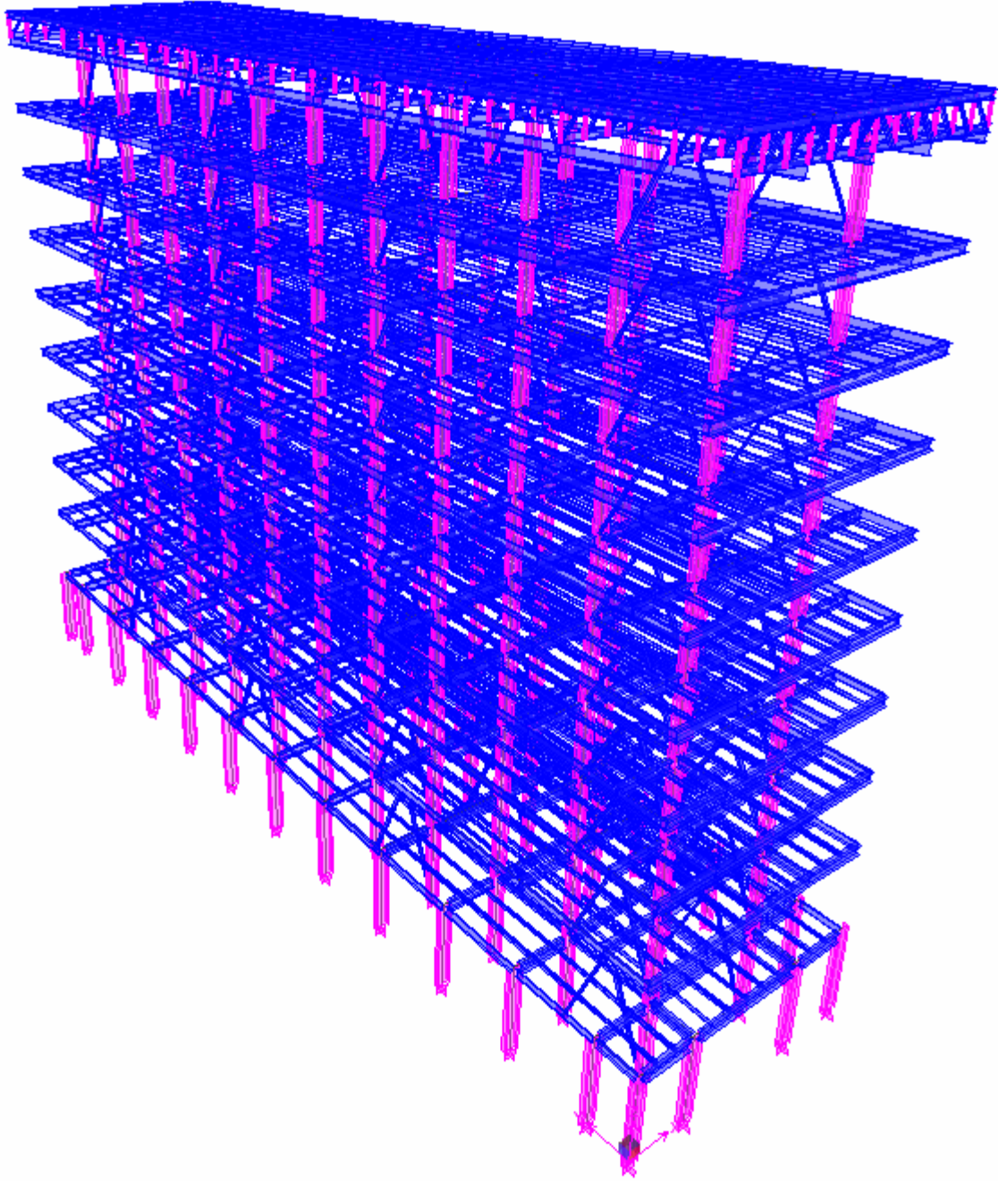
Sistem elemanlarının boyutlandırılması ve deprem etkisine maruz kalmayan birleşim hesapları Eurocode 3'e göre yapılmış, deprem etkisine maruz kalan kesitlerde ve birleşimlerde ise, yürürlüğe yeni giren DBYBHY 2007'de süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler için verilen ilgili koşullar ile gerekli kontroller yapılmıştır.

2. BİR DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVE, DİĞER DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN 10 KATLI ÇELİK BÜRO YAPISI

2.1 Statik Sistem

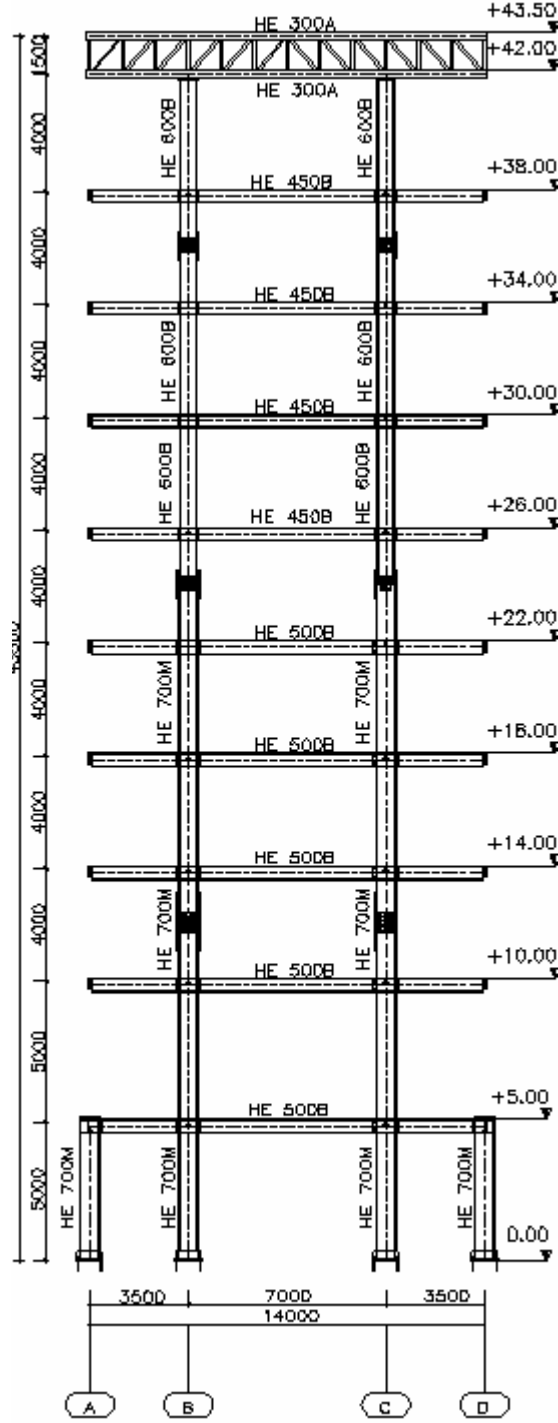
Bir büro yapısı olarak tasarlanan çok katlı bu yapının 3 boyutlu görünüşü Şekil 2.1’de görülmektedir. Yapının statik sistemi, en üst katı bir doğrultuda kafes sistem olmak üzere 10 kattan oluşup, bir doğrultusu süneklik düzeyi yüksek çerçeve, diğer doğrultusu ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden teşkil edilmiştir. Çatı katında, süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusundaki ana kirişler kafes sistem olarak tasarlanmıştır.

Yapı analiz edilirken, kesit seçimleri ve deprem etkisine maruz kalmayan birleşim hesapları (döşeme kirişi birleşimi) Eurocode 3’e göre yapılmış, deprem etkisinin yer aldığı kesitlerde ve birleşimlerde DBYBHY 2007’de süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler için verilen koşullar kontrol edilmiştir. Ayrıca moment aktaran kolon – kiriş birleşimi, ankastre kolon ayağı birleşimi ve dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişine olan birleşimi DBYBHY 2007’de verilen koşullara uygun olarak tasarlanmıştır.



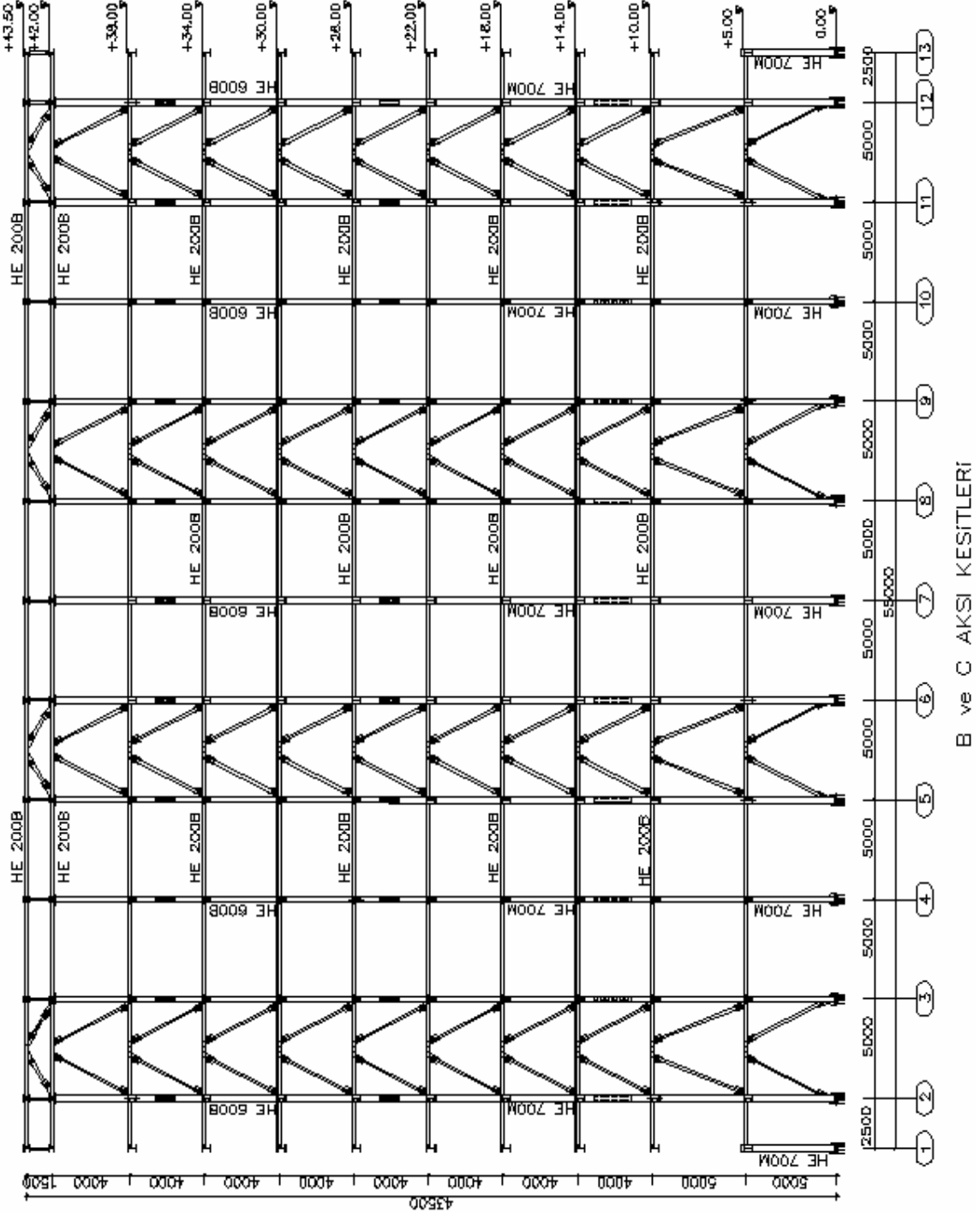
Şekil 2.1 : Yapı Sisteminin 3 Boyutlu Görünüşü

Yapının kısa doğrultusunda (x doğrultusu) 1. katta 3 adet, diğer katlarda ise 1 adet sünelik düzeyi yüksek çerçeve kullanılmıştır. Ayrıca bu doğrultuda, ara katlarda her iki uçta da 3.5m'lik konsollar yer almaktadır.



Şekil 2.2 : Yapı Sisteminin Çerçeve Doğrultusu Ara Aks Kesiti

Yapının uzun doğrultusunda ise (y doğrultusu) tüm katlarda B ve C akslarına süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler yerleştirilmiştir. Ayrıca bu doğrultuda, ara katlarda her iki uçta da 2.5 m'lik konsollar yer almaktadır.



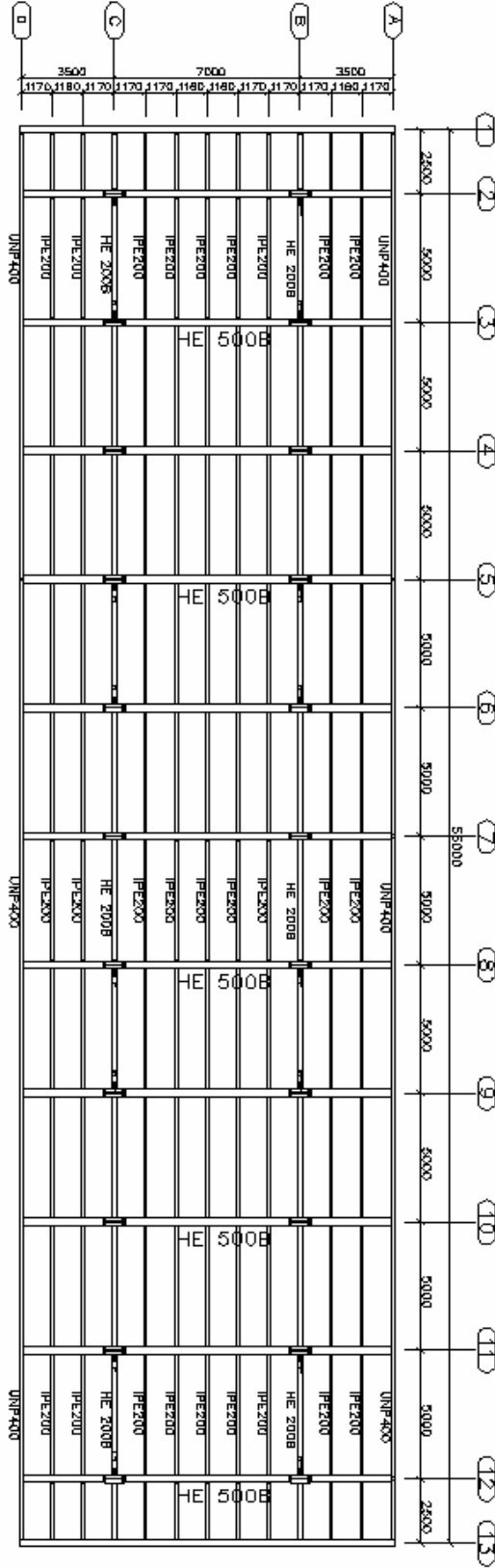
Şekil 2.3 : Yapı Sisteminin Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu (B ve C Aksı) Kesiti

Yapıda döşeme sistemi olarak, 1.17 m aralıklarla teşkil edilen döşeme kirişlerine ana kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli sac levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sistemi kullanılmıştır. Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan döşemelerin çelik kirişlere bağlantısı için, kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır.

Döşeme kirişleri, karşılaştırma yapılması için basit kiriş, sürekli kiriş, kompozit kiriş ve petek kiriş olarak tasarlanmıştır.

Taşıyıcı sistem elemanlarında DBYBHY 2007'nin öngördüğü şekilde Fe52 yapı çeliği (akma gerilmesi, $\sigma_a=355$ Mpa) kullanılmıştır.

Üst yapının hesabında ETABS ve SAP 2000, temel hesaplarında ise SAFE isimli bilgisayar yazılımlarından yararlanılmıştır.



Şekil 2.4 : Yapı Sisteminin Ara Kat Plan Görünüşü

2.2 Yük Durumları

2.2.1 Zati Yükler

2.2.1.1 Çatı Katı Yükleri :

İzolasyon	1.20 kN/m ²
Betonarme plak	25×0.1 = 2.50 kN/m ²
Trapez Sac	0.15 kN/m ²
Kat Kirişleri	1.00 kN/m ²
Döşeme Kirişleri	0.20 kN/m ²
Asma Tavan + Çelik Taşıyıcı	0.20 kN/m ²
Tesisat	0.25 kN/m ²

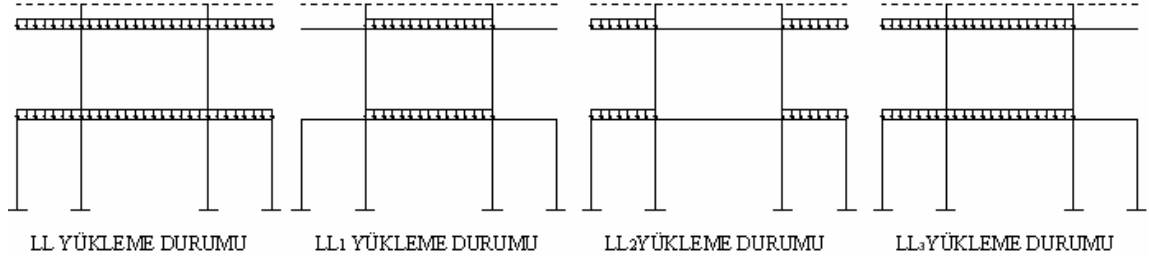
2.2.1.2 Ara Kat Yükleri :

Kaplama	0.30 kN/m ²
Betonarme plak	25×0.1 = 2.50 kN/m ²
Trapez Sac	0.15 kN/m ²
Kat Kirişleri	1.00 kN/m ²
Döşeme Kirişleri	0.20 kN/m ²
Asma Tavan + Çelik Taşıyıcı	0.20 kN/m ²
Tesisat	0.25 kN/m ²
Bölme Duvar (panel)	1.00 kN/m ²

2.2.1.3 Cephe Zati Yükleri :

Giydirme Cephe Ağırlığı	1.00 kN/m ²
-------------------------	------------------------

2.2.2 Hareketli Yükler



Şekil 2.5 : Hareketli Yük Gezdirmesi

2.2.2.1 Kar Yüğü [4]

TS 498 İstanbul – Üsküdar – II. Bölge, $\alpha = 0$

$$P_k = m \times P_{k0}, \quad m = 1 \rightarrow \alpha < 30^\circ, \quad P_{k0} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_k = 1 \times 0.75 = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

2.2.2.2 Arakat Döşeme Hareketli Yüğü [4]

TS 498'e göre büro için hareketli yük : 2.00 kN/m²

2.2.2.3 Çatı Katı Döşeme Hareketli Yüğü [4]

TS 498'e göre : 2.00 kN/m²

2.2.3 Rüzgar Yükleri [4]

Tablo 2.1 : Yüksekliğe Göre Rüzgar Basınç Kuvvetleri

Zeminden Yükseklik	Rüzgar Hızı (m/s)	Rüzgar Basıncı (kN/m ²)
0 - 8	28.00	0.50
9 - 20	36.00	0.80
21 - 100	42.00	1.10

$$w = C_p \times q$$

2.2.4 Deprem İle İlgili Parametreler ve Deprem Yükleri

- Deprem Bölgesi 2. derece
- Yerel Zemin Sınıfı Z1
- Spektrum Karakteristik Peryodu $T_A = 0.10$ sn
- Spektrum Karakteristik Peryodu $T_B = 0.30$ sn
- Bina önem Katsayısı $I = 1.00$
- Etkin Yer İvmesi Katsayısı $A_0 = 0.30$
- Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı $R_x = 8$
 $R_y = 7$
- Hareketli Yük Katılım Katsayısı $n = 0.30$

2.3 Sistem Yük Analizi

2.3.1 Düşey Yükler

2.3.1.1 Çatı Katı Yükleri

- Çatı katı zati yükleri :

$$\sum g = 1.20 + 2.50 + 0.15 + 0.20 + 0.25 = 4.3 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 14 \times 55 = 770 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 4.3 \times 770 = 3311 \text{ kN}$$

- Taşıyıcı sistem zati yükleri :

$$\sum g = 0.20 + 1.00 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 14 \times 55 = 770 \text{ m}^2$$

$$G_2 = 1.20 \times 770 = 924 \text{ kN}$$

- Cephe zati yükleri :

$$g = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 42 \times 14 \times 2 + 42 \times 55 \times 2 = 5796 \text{ m}^2$$

$$G_3 = 1.00 \times 5796 = 5796 \text{ kN}$$

- Kar yükü :

$$p = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 770 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.75 \times 770 = 578 \text{ kN}$$

- Çatı katı platform hareketli yükü :

$$p = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 770 \text{ m}^2$$

$$Q = 2.00 \times 770 = 1540 \text{ kN}$$

- Çatı katı platform toplam yükleri :

$$\sum G = G_1 + G_2 + G_3 = 3311 + 924 + 5796 = 10031 \text{ kN}$$

$$\sum Q = Q_{\max} = Q_2 = 1540 \text{ kN}$$

$$\sum W = \sum G + \sum Q = 10031 + 1540 = 11571 \text{ kN}$$

$$\sum W_{EQ} = \sum G + 0.30 \times \sum Q = 10493 \text{ kN}$$

2.3.1.2 Ara Kat Yükleri

- Ara kat zati yükleri :

$$\sum g = 0.30 + 2.50 + 0.15 + 0.20 + 0.25 + 1.00 = 4.40 \text{ kN/m}^2$$

$$G_4 = 4.3 \times 770 = 3311 \text{ kN}$$

- Taşıyıcı sistem zati yükleri :

$$\sum g = 0.20 + 1.00 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_5 = 1.20 \times 770 = 924 \text{ kN}$$

- Arakat platform hareketli yükü :

$$p = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 770 \text{ m}^2$$

$$Q = 2.00 \times 770 = 1540 \text{ kN}$$

- Arakat platform toplam yükleri :

$$\Sigma G = 9 \times (G_4 + G_5) = 9 \times (3388 + 924) = 38808 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q = 9 \times 1540 = 13860 \text{ kN}$$

$$\Sigma W = \Sigma G + \Sigma Q = 38808 + 13860 = 52668 \text{ kN}$$

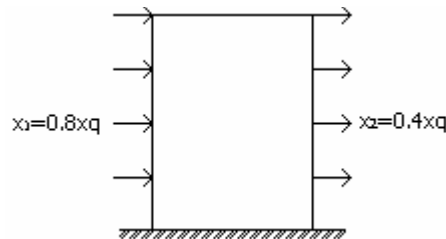
$$\Sigma W_{EQ} = \Sigma G + 0.30 \times \Sigma Q = 42966 \text{ kN}$$

Tablo 2.2 : Yapı Kat Ağırlıkları ve Deprem Yükleri

Kat No	ΣG	ΣQ	ΣW	ΣW_{EQ}
10	10031	1540	11571	10493
9	4312	1540	5852	4774
8	4312	1540	5852	4774
7	4312	1540	5852	4774
6	4312	1540	5852	4774
5	4312	1540	5852	4774
4	4312	1540	5852	4774
3	4312	1540	5852	4774
2	4312	1540	5852	4774
1	4312	1540	5852	4774
Toplam	48839	15400	64239	53459

2.3.2 Yatay Yükler

2.3.2.1 Rüzgar Yükleri



Şekil 2.6 : Rüzgar Emme ve Basınç Kuvvetleri

$$w = C_p \times q$$

1. Kat :

$$x \text{ ve } y \text{ yönü : } (0.8 + 0.4) \times 0.5 \times 5.00 = 3.00 \text{ kN/m}$$

2. Kat :

$$x \text{ ve } y \text{ yönü : } (0.8 + 0.4) \times 0.8 \times 4.50 = 4.32 \text{ kN/m}$$

3. ve 4. Katlar :

$$x \text{ ve } y \text{ yönü : } (0.8 + 0.4) \times 0.8 \times 4.00 = 3.84 \text{ kN/m}$$

5, 6, 7, 8 ve 9. Katlar :

$$x \text{ ve } y \text{ yönü : } (0.8 + 0.4) \times 1.1 \times 4.00 = 5.28 \text{ kN/m}$$

10. Kat :

$$x \text{ ve } y \text{ yönü : } (0.8 + 0.4) \times 1.1 \times 2.00 = 2.64 \text{ kN/m}$$

Tablo 2.3 : Yapı Katlarına Etkiyen Rüzgar Yükleri

Kat No	Hi (m)	Wx1 (kN/m)	Wx2 (kN/m)	Wy1 (kN/m)	Wy2 (kN/m)
10	42	1.76	0.88	1.76	0.88
9	38	3.52	1.76	3.52	1.76
8	34	3.52	1.76	3.52	1.76
7	30	3.52	1.76	3.52	1.76
6	26	3.52	1.76	3.52	1.76
5	22	3.52	1.76	3.52	1.76
4	18	2.56	1.28	2.56	1.28
3	14	2.56	1.28	2.56	1.28
2	10	2.88	1.44	2.88	1.44
1	5	2.00	1.00	2.00	1.00
Toplam		29.36	14.68	29.36	14.68

44.04 44.04

2.3.2.2 Deprem Yükleri

- **Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Doğrultusu :**

$$T_1 = 2.18 \text{ sn}$$

Yapıya etkiyen taban kesme kuvveti :

$$V_t = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ} \text{ olmalıdır. [3]}$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.30}{2.18} \right)^{0.8} = 0.512$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 0.512 = 0.153$$

$$V_i = \frac{53459 \times 0.153}{8} < 0.10 \times 0.30 \times 1 \times 53459$$

$$1022.40 < 1603.77$$

$$V_i = 1603.77 \text{ kN}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times N \times V_i = 0.0075 \times 10 \times 1603.77 = 120.28 \text{ kN}$$

$$V_i = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_i = (V_i - \Delta F_N) \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Tablo 2.4 : Çerçeve Doğrultusu Deprem Yükleri

Kat	Hi (m)	Wi (kN)	Wi Hi (kN)	F / $\sum Wi Hi$	Fi = $Wi Hi F / \sum Wi Hi$	Ti (kN)
10	42	10493	440706	0.00107	593.63	593.63
9	38	4774	181412	0.00107	194.85	788.48
8	34	4774	162316	0.00107	174.34	962.82
7	30	4774	143220	0.00107	153.83	1116.65
6	26	4774	124124	0.00107	133.32	1249.97
5	22	4774	105028	0.00107	112.81	1362.77
4	18	4774	85932	0.00107	92.30	1455.07
3	14	4774	66836	0.00107	71.79	1526.86
2	10	4774	47740	0.00107	51.28	1578.13
1	5	4774	23870	0.00107	25.64	1603.77
\sum		53459	1381184		1603.77	

- **DBYBHY 2007 Madde 2.7.4' e göre periyot hesabı :**

$$V_i = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ} \text{ olmalıdır.}$$

Buradan $S(T) = 1$ alınarak yapıya etkiyen toplam taban kesme kuvveti bulunur.

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 1 = 0.30$$

$$V_i = \frac{53459 \times 0.30}{8} = 2004.70 \text{ kN}$$

Tablo 2.5 : Çerçeve Doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı

Kat	H _i (m)	m _i (kN)	d _i (mm)	d _i ² (mm)	m _i *d _i ²	F _i	F _i *d _i
10	42	1069.62	0.100390	0.010078	10.77979	639.66	64.21547
9	38	486.65	0.088024	0.007748	3.770673	263.31	23.1776
8	34	486.65	0.077618	0.006025	2.931849	235.59	18.28602
7	30	486.65	0.066605	0.004436	2.158889	207.87	13.84518
6	26	486.65	0.054911	0.003015	1.467356	180.16	9.892766
5	22	486.65	0.043468	0.001889	0.919509	152.44	6.626262
4	18	486.65	0.032456	0.001053	0.512633	124.72	4.047912
3	14	486.65	0.021647	0.000469	0.228041	97.01	2.099975
2	10	486.65	0.011464	0.000131	0.063957	69.29	0.794341
1	5	486.65	0.002050	4.2E-06	0.002045	34.65	0.071033
Σ		5449.439			22.83475	2004.70	143.0566

DBYBHY 2007 Madde 2.7.4.1 uyarınca, eşdeğer deprem yükü yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, aşağıda verilen Rayleigh oranı ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacağı belirtilmektedir. [3]

$$T_1 = 2 \times \pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2 \times \pi \left(\frac{22.8475}{143.0566} \right)^{1/2} = 2.51 \text{ sn}$$

Bu durumda yapının bu doğrultudaki periyodu, $T = 2.18$ sn alınacaktır.

- **Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu**

$$T_1 = 2.38 \text{ sn}$$

Yapıya etkiyen taban kesme kuvveti ;

$$V_i = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ}$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.30}{2.38} \right)^{0.8} = 0.477$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 0.477 = 0.143$$

$$V_t = \frac{53459 \times 0.143}{7} \geq 0.10 \times 0.30 \times 1 \times 53459$$

$$1092.09 < 1603.77 \text{ kN}$$

$$V_t = 1603.77 \text{ kN}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times N \times V_t = 0.0075 \times 10 \times 1603.77 = 120.28 \text{ kN}$$

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Tablo 2.6 : Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu Deprem Yükleri

Kat	Hi (m)	Wi (kN)	Wi Hi (kN)	F / $\sum Wi Hi$	Fi = Wi Hi F / $\sum Wi Hi$	Ti (kN)
10	42	10493	440706	0.00107	593.63	593.63
9	38	4774	181412	0.00107	194.85	788.48
8	34	4774	162316	0.00107	174.34	962.82
7	30	4774	143220	0.00107	153.83	1116.65
6	26	4774	124124	0.00107	133.32	1249.97
5	22	4774	105028	0.00107	112.81	1362.77
4	18	4774	85932	0.00107	92.30	1455.07
3	14	4774	66836	0.00107	71.79	1526.86
2	10	4774	47740	0.00107	51.28	1578.13
1	5	4774	23870	0.00107	25.64	1603.77
\sum		53459	1381184		1603.77	

- **DBYBHY 2007 Madde 2.7.4' e göre periyot hesabı :**

$$V_t = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ} \text{ olmalıdır.}$$

Buradan $S(T) = 1$ alınarak yapıya etkiyen toplam taban kesme kuvveti bulunur.

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 1 = 0.30$$

$$V_t = \frac{53459 \times 0.30}{7} = 2291.10 \text{ kN}$$

Tablo 2.7 : Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı

Kat	H _i (m)	m _i (kN)	d _i (m)	d _i ² (m)	m _i *d _i ²	F _i	F _i *d _i
10	42	1069.62	0.100888	0.010178	10.88701	731.04	73.75316
9	38	486.65	0.09411	0.008857	4.310109	300.93	28.32052
8	34	486.65	0.085573	0.007323	3.563611	269.25	23.04053
7	30	486.65	0.076105	0.005792	2.818663	237.57	18.08026
6	26	486.65	0.065871	0.004339	2.111569	205.90	13.56284
5	22	486.65	0.055177	0.003045	1.481607	174.22	9.612937
4	18	486.65	0.044562	0.001986	0.966376	142.54	6.351867
3	14	486.65	0.034029	0.001158	0.563527	110.87	3.772795
2	10	486.65	0.02353	0.000554	0.269439	79.19	1.863341
1	5	486.65	0.009337	8.72E-05	0.042426	39.60	0.369745
Σ		5449.439			27.01433	2291.10	178.728

DBYBHY 2007 Madde 2.7.4.1 uyarınca, eşdeğer deprem yükü yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, aşağıda verilen Rayleigh oranı ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacağı belirtilmektedir.

$$T_1 = 2 \times \pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2 \times \pi \left(\frac{27.01433}{178.728} \right)^{1/2} = 2.44 \text{ sn}$$

Bu durumda yapının bu doğrultudaki periyodu, $T = 2.38$ sn alınacaktır.

2.3.2.3 Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Kat döşemelerinin düzlemleri içinde rijit diyafram olarak çalışması ve her iki doğrultuda simetrik olan sistemde DBYBHY Madde 2.7.3.1'e göre, kat kütle merkezine ve ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanacaktır. (x) ve (y) doğrultularındaki ek dışmerkezlikler,

$$e_x = \pm 0.05 \times 14.00 = 0.70 \text{ m} \quad e_y = \pm 0.05 \times 55.00 = 2.75 \text{ m}$$

değerlerini almaktadır.

2.3.3 Yapı Analizi ve Boyutlandırması İçin Yük Kombinasyonları [1,3]

Yapıya etkiyen düşey ve yatay yükler, Eurocode 3 ve DBYBHY 2007'ye göre kombine edilecektir.

$$1.35G$$

$$1.35G + 1.5Q_1$$

$$1.35G + 1.5Q_2$$

$$1.35G + 1.5Q_3$$

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q_1$$

$$G + Q_2$$

$$G + Q_3$$

$$G + 0.9Q$$

Düşey Yük Birleşimleri

$$1.35G \pm 1.5W_x$$

$$1.35G \pm 1.5W_y$$

$$G \pm 1.5W_x$$

$$G \pm 1.5W_y$$

$$1.35G + 1.35Q \pm 1.35W_x$$

$$1.35G + 1.35Q \pm 1.35W_y$$

$$1.35G + 1.35Q_1 \pm 1.35W_x$$

$$1.35G + 1.35Q_1 \pm 1.35W_y$$

$$1.35G + 1.35Q_2 \pm 1.35W_x$$

$$1.35G + 1.35Q_2 \pm 1.35W_y$$

$$1.35G + 1.35Q_3 \pm 1.35W_x$$

$$1.35G + 1.35Q_3 \pm 1.35W_y$$

Düşey yük + Rüzgar Yüğü Birleşimleri

$$\begin{array}{ll}
G + Q \pm E_x & G + Q_1 \pm E_x \\
G + Q \pm E_{x1} & G + Q_1 \pm E_{x1} \\
G + Q \pm E_{x2} & G + Q_1 \pm E_{x2} \\
G + Q \pm E_y & G + Q_1 \pm E_y \\
G + Q \pm E_{y1} & G + Q_1 \pm E_{y1} \\
G + Q \pm E_{y2} & G + Q_1 \pm E_{y2} \\
G + Q_2 \pm E_x & G + Q_3 \pm E_x \\
G + Q_2 \pm E_{x1} & G + Q_3 \pm E_{x1} \\
G + Q_2 \pm E_{x2} & G + Q_3 \pm E_{x2} \\
G + Q_2 \pm E_y & G + Q_3 \pm E_y \\
G + Q_2 \pm E_{y1} & G + Q_3 \pm E_{y1} \\
G + Q_2 \pm E_{y2} & G + Q_3 \pm E_{y2} \\
0.9G \pm E_x & 0.9G \pm E_y \\
0.9G \pm E_{x1} & 0.9G \pm E_{y1} \\
0.9G \pm E_{x2} & 0.9G \pm E_{y2}
\end{array}$$

Düşey yük + Deprem Yüğü Birleşimleri

2.3.3.1 Arttırılmış Deprem Yüğü Halinde Yüğü Kombinasyonları

DBYBHY 2007 Madde 4.2.4'e göre arttırılmış deprem etkilerini veren yüğülemeler,

$G + Q + \Omega_0 E$ ve $0.9 G + \Omega_0 E$ şeklinde tanımlanmıştır. Buradan DBYBHY 2007 Tablo 4.2'ye göre $\Omega_0 = 2.5$ alınarak aşağıda verilen yüğü birleşimleri oluşturulur.

$$\begin{array}{llll}
G + Q \pm 2.5 E_x & G + Q_1 \pm 2.5 E_x & G + Q_2 \pm 2.5 E_x & G + Q_3 \pm 2.5 E_x \\
G + Q \pm 2.5 E_{x1} & G + Q_1 \pm 2.5 E_{x1} & G + Q_2 \pm 2.5 E_{x1} & G + Q_3 \pm 2.5 E_{x1} \\
G + Q \pm 2.5 E_{x2} & G + Q_1 \pm 2.5 E_{x2} & G + Q_2 \pm 2.5 E_{x2} & G + Q_3 \pm 2.5 E_{x2} \\
G + Q \pm 2.5 E_y & G + Q_1 \pm 2.5 E_y & G + Q_2 \pm 2.5 E_y & G + Q_3 \pm 2.5 E_y
\end{array}$$

$G + Q \pm 2.5 E_{y1}$	$G + Q_1 \pm 2.5 E_{y1}$	$G + Q_2 \pm 2.5 E_{y1}$	$G + Q_3 \pm 2.5 E_{y1}$
$G + Q \pm 2.5 E_{y2}$	$G + Q_1 \pm 2.5 E_{y2}$	$G + Q_2 \pm 2.5 E_{y2}$	$G + Q_3 \pm 2.5 E_{y2}$
$0.9G \pm 2.5 E_x$	$0.9G \pm 2.5 E_y$		
$0.9G \pm 2.5 E_{x1}$	$0.9G \pm 2.5 E_{y1}$		
$0.9G \pm 2.5 E_{x2}$	$0.9G \pm 2.5 E_{y2}$		

2.4 Yapı Sisteminin Analizi

Yukarıda verilen yük birleşimlerine göre sistemin analizleri yapılarak eleman boyutları belirlenmiş ve DBYBHY 2007’de verilen koşullara göre sistem ve eleman kontrolleri yapılmıştır.

2.4.1 Göreli Kat Ötelenmelerinin Kontrolü [3]

Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelenmesi, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i’inci katındaki kolonlar için etkin göreli kat ötelenmesi, δ_i

$$\delta_i = R \Delta_i$$

bağıntısı ile hesaplanır.

2.4.1.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Doğrultusu

DBYBHY 2006’da rüzgar durumuna göre göreli kat ötelenmesi için bir sınır vermediği için, rüzgar durumunda göreli kat ötelenmesi için ABYYHY’de verilen,

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.0035 \text{ sınırına göre kontrol yapılmıştır.}$$

Tablo 2.8 : Çerçeve Doğrultusu Kat Ötelenmeleri (Rüzgardan dolayı)

Kat No	h_i (cm)	Σ Kat Ötelenmesi (d_i) (cm)	Δ_{imax}	Δ_{imax} / h_i	$(\Delta_{imax} / h_i)_{sınır}$
10	4200	6.3272	0.4373	0.0011	0.0035
9	3800	5.8899	0.4605	0.0012	0.0035
8	3400	5.4294	0.5765	0.0014	0.0035
7	3000	4.8529	0.6960	0.0017	0.0035
6	2600	4.1569	0.7585	0.0019	0.0035
5	2200	3.3985	0.7835	0.0020	0.0035
4	1800	2.6149	0.8148	0.0020	0.0035
3	1400	1.8002	0.8101	0.0020	0.0035
2	1000	0.9901	0.7936	0.0016	0.0035
1	500	0.1965	0.1965	0.0004	0.0035

Tablo 2.9 : Çerçeve Doğrultusu Kat Ötelenmeleri (Depremden dolayı)

Kat No	h_i (cm)	Σ Kat Ötelen. (d_i) (cm)	Δ_{imax}	$(\delta_i)_{max} = R\Delta_{imax}$ (cm)	$(\delta_i)_{max}/h_i$	$((\delta_i)_{max}/h_i)_{sınır}$
10	4200	8.3044	1.0018	8.0141	0.0200	0.020
9	3800	7.3027	0.9369	7.4953	0.0187	0.020
8	3400	6.3658	0.9306	7.4448	0.0186	0.020
7	3000	5.4352	0.9730	7.7840	0.0195	0.020
6	2600	4.4622	0.9409	7.5272	0.0188	0.020
5	2200	3.5212	0.8991	7.1928	0.0180	0.020
4	1800	2.6222	0.8775	7.0197	0.0175	0.020
3	1400	1.7447	0.8229	6.5830	0.0165	0.020
2	1000	0.9218	0.7577	6.0616	0.0121	0.020
1	500	0.1641	0.1641	1.3130	0.0026	0.020

Burada, $(\delta_i)/h_i$ oranları içinde en büyük olan 10. kattaki $(\delta_i / h_i)_{maks} = 0.0200$ 'dür ve bu oran DBYBHY 2007 Madde 2.10.1.3'te verilen, $(\delta_i / h_i)_{maks} = 0.0200 \leq 0.02$ koşulunu sağlamaktadır.

2.4.1.2 Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu

Tablo 2.10 : Çapraz Doğrultusu Kat Ötelenmeleri (Depremden dolayı)

Kat No	h_i (cm)	Σ Kat Ötelen. (d_i) (cm)	Δ_{imax}	$(\delta_i)_{max} = R\Delta_{imax}$ (cm)	$(\delta_i)_{max}/h_i$	$((\delta_i)_{max} / h_i)_{sınır}$
10	4200	7.2723	0.5184	3.6287	0.0091	0.020
9	3800	6.7539	0.6393	4.4750	0.0112	0.020
8	3400	6.1146	0.6974	4.8815	0.0122	0.020
7	3000	5.4173	0.7444	5.2107	0.0130	0.020
6	2600	4.6729	0.7704	5.3930	0.0135	0.020
5	2200	3.9024	0.7594	5.3158	0.0133	0.020
4	1800	3.1430	0.7490	5.2428	0.0131	0.020
3	1400	2.3941	0.7425	5.1974	0.0130	0.020
2	1000	1.6516	0.9980	6.9857	0.0140	0.020
1	500	0.6536	0.6536	4.5754	0.0092	0.020

Burada, $(\delta_i)/h_i$ oranları içinde en büyük olan 2. kattaki $(\delta_i / h_i)_{maks} = 0.0140$ 'dir ve bu oran DBYBHY 2007 Madde 2.10.1.3'te verilen, $(\delta_i / h_i)_{maks} = 0.0140 \leq 0.02$ koşulunu sağlamaktadır.

2.4.2 Bağ Kirişi Dönme Açılarının Kontrolü

Tablo 2.11 : Bağ Kirişi Dönme Açılıarı

Kat No	h_i (cm)	Σ Kat Ötelenmesi (d_i) (cm)	Δ_{imax}	$(\theta i)_{max} = R\Delta_{imax}$ (cm)	e_p	y_p
10	4200	7.0928	0.5002	3.5014	0.0088	0.055
9	3800	6.5926	0.6218	4.3527	0.0109	0.068
8	3400	5.9708	0.6790	4.7528	0.0119	0.074
7	3000	5.2918	0.7247	5.0730	0.0127	0.079
6	2600	4.5671	0.7513	5.2593	0.0131	0.082
5	2200	3.8158	0.7408	5.1854	0.0130	0.081
4	1800	3.0750	0.7311	5.1179	0.0128	0.080
3	1400	2.3439	0.7243	5.0704	0.0127	0.079
2	1000	1.6196	0.9786	6.8501	0.0137	0.086
1	500	0.6410	0.6410	4.4867	0.0090	0.056

2.4.3 Düşey Deplasmanlar [5]

TS 648 Madde 2.4.2.4'e göre konsol uçlarındaki sehim, konsol uzunluğunun 1/250'sinden fazla olmamalıdır.

Tablo 2.12 : Çerçeve Doğrultusu Konsol Uçlarının Düşey Deplasmanları

Konsol Düşey Deplasmanları (cm)		Konsol Düşey Deplasmanları (cm)	
KAT	1 Aksı	KAT	2 Aksı
10	0.253	10	0.984
9	1.267	9	0.777
8	1.000	8	0.776
7	1.053	7	0.771
6	1.007	6	0.760
5	0.863	5	0.568
4	0.826	4	0.559
3	0.842	3	0.541
2	0.689	2	0.544

Sınır değer $\frac{L}{250} = \frac{350}{250} = 1.40$ cm dir.

En büyük uç deplasmanı 1 Aksının 9. katında 1.267 cm olarak meydana gelmektedir.

1.40 cm > 1.267 cm olduğundan konsol uçlarında deplasman sınır değerinin altında kalmaktadır.

Tablo 2.13 : Çapraz Doğrultusu Konsol Uçlarının Düşey Deplasmanları

Konsol Düşey Deplasmanları (cm)		Konsol Düşey Deplasmanları (cm)	
KAT	A Aksı	KAT	B Aksı
10	0.459	10	1.000
9	0.656	9	0.466
8	0.637	8	0.409
7	0.625	7	0.343
6	0.611	6	0.364
5	0.578	5	0.283
4	0.569	4	0.301
3	0.561	3	0.260
2	0.549	2	0.404

Sınır değer $\frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1.00$ cm dir.

En büyük uç deplasmanı B Aksının 10. katında 1.00 cm olarak meydana gelmektedir.

1.00 cm \geq 1.00 cm olduğundan konsol uçlarında deplasman sınır değerinin altında kalmaktadır.

2.5 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Boyutlandırılması [2]

2.5.1 Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

2.5.1.1 Döşeme Kirişlerinin Sürekli Kiriş Olarak Boyutlandırılması

Kirişler yanal doğrultuda tutuludur.

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.50LL₂

Kesit Tesirleri ;

$$M_{y,Sd} = 2379.14 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 27.69 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : IPE 200

$$h = 20 \text{ cm} \quad b = 10 \text{ cm} \quad t_f = 0.85 \text{ cm} \quad t_w = 0.56 \text{ cm}$$

$$I_y = 1940 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 194.3 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 220.6 \text{ cm}^3 \quad A = 28.50 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 8.26 \text{ cm} \quad i_z = 2.24 \text{ cm} \quad d = 15.9 \text{ cm}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

$$c/t_f = 50/8.5 = 5.88 < 9 \times 0.81 = 7.29 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{15.9}{0.56} = 28.39 < 72 \times 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{gövde : Sınıf 1}$$

Tüm kesitin enkesit sınıfı : Sınıf 1

Kesitte kesme dayanımı kontrolü :

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = 1.04 \times 20 \times 0.56 = 11.65 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{11.65 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 217.1 \text{ kN}$$

$$217.1 > 27.69 \text{ kN ok.}$$

$V_{sd} = 27.69 < 0.5 \times V_{pl,Rd} = 108.6 \text{ kN}$ olduğundan, kesme kuvvetinden dolayı hiç bir enkesitte plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 220.6 \times 35.5 / 1.1 = 7119.4 \text{ kNcm}$$

$$2379.14 < 7119.4 \text{ kNcm ok.}$$

Sehim Kontrolü :

$$\delta_{\max} = 0.456 < \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2.0 \text{ cm ok.}$$

2.5.1.2 Döşeme Kirişlerinin Basit Kiriş Olarak Boyutlandırılması

Kirişler yanal doğrultuda tutuludur.

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.50LL

Kesit Tesirleri ;

$$M_{y,Sd} = 3365.51 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 26.92 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : IPE 220

$$\begin{array}{llll} h = 22 \text{ cm} & b = 11 \text{ cm} & t_f = 0.92 \text{ cm} & t_w = 0.59 \text{ cm} \\ I_y = 2772 \text{ cm}^4 & W_{y,el} = 252 \text{ cm}^3 & W_{y,pl} = 285.4 \text{ cm}^3 & A = 33.37 \text{ cm}^2 \\ i_y = 9.11 \text{ cm} & i_z = 2.48 \text{ cm} & d = 17.76 \text{ cm} & \end{array}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

$$c/t_f = 55/9.2 = 5.99 < 9 \times 0.81 = 7.29 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{17.76}{0.59} = 30.01 < 72 \times 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{gövde : Sınıf 1}$$

Tüm kesitin enkesit sınıfı : Sınıf 1

Kesitte kesme dayanımı kontrolü :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \text{ olmalıdır.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = 1.04 \times 22 \times 0.59 = 13.50 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{13.50 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 251.54 \text{ kN}$$

$$251.54 > 26.92 \text{ kN ok.}$$

$V_{sd} = 26.92 < 0.5 \times V_{pl,Rd} = 125.77 \text{ kN}$ olduğundan, kesme kuvvetinden dolayı hiç bir enkesitte plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 285.4 \times 35.5 / 1.1 = 9210.64 \text{ kNcm}$$

$$3365.51 < 9210.64 \text{ kNcm ok.}$$

Sehim Kontrolü :

$$\delta_{\max} = 1.494 < \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2.0 \text{ cm ok.}$$

2.5.1.3 Döşeme Kirişlerinin Basit Kompozit Kiriş Olarak Boyutlandırılması [8]

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.50LL

Kesit Tesirleri ;

$$M_{y,Sd} = 3365.51 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 26.92 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : IPE 200

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.85 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.56 \text{ cm}$$

$$I_y = 1940 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 194.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 220.6 \text{ cm}^3$$

$$A = 28.5 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 8.26 \text{ cm}$$

$$i_z = 2.24 \text{ cm}$$

$$d = 15.9 \text{ cm}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

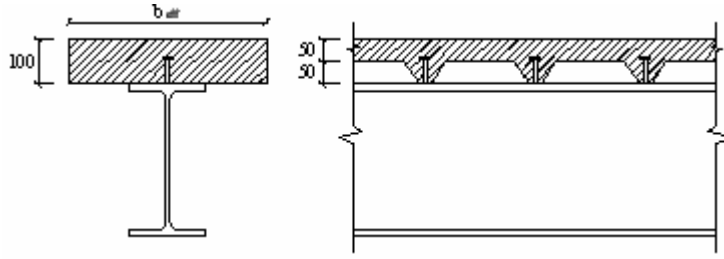
$$c/t_f = 50/8.5 = 5.88 < 9 \times 0.81 = 7.29 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{15.9}{0.56} = 28.4 < 72 \times 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{gövde : Sınıf 1}$$

Tüm kesitin enkesit sınıfı : Sınıf 1

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{5}{4} = 1.25 \text{ m}$$



Şekil 2.7 : Kompozit Kiriş Kesiti

Tam kayma bağlantılı durum için

$$N_{cf} = A_a \times f_{yd} = b_{eff} \times x \times 0.85 \times f_{cd}$$

$$28.5 \times 35.5 = 1.25 \times x \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} \Rightarrow x = 57 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$N_{cf} = b_{eff} \times h_c \times 0.85 \times 16,7$$

$$N_{cf} = 1.25 \times 50 \times 0.85 \times 16,7 = 887.2 \text{ kN}$$

Çelik kesitin taşıyabileceği kuvvet ;

$$N_{a,pl} = A_a \times f_{yd} = 28.5 \times 35.5 = 1011.75 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = N_{cf} + N_{ac}$$

$$N_{ac} = N_{a,pl} - N_{cf}$$

$$N_{ac} = 1011.75 - 887.2 = 124.6$$

$$N_{ac} = 2 \times b_f \times (x_c - h_t) \times f_{yd}$$

$$124.6 = 2 \times 10 \times (x_c - 10) \times 35.5 = 10.2 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{apl} \left(h_g + h_t - \frac{h_c}{2} \right) - N_{ac} \left(\frac{x_c - h_c + h_t}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 1011.75 \times (10 + 10 - 2.5) - 124.6 \times \left(\frac{10.2 - 5 + 10}{2} \right) = 16758.7 \text{ kNcm}$$

$M_{pl,Rd} = 16758.7 \text{ kNcm} > M_{Sd} = 3365.51 \text{ kNcm}$ dolayısıyla kısmi kayma bağlantılı tasarım yapılabilir.

Kesitin kayma dayanımı

$$A_v = A_a - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 + (0.56 + 2 \times 1.2) \times 0.85 = 14.2 \text{ cm}^2$$

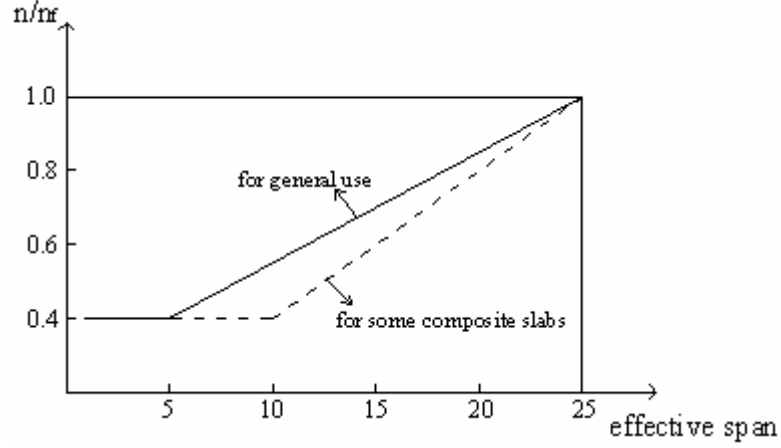
$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = 14.2 \times \frac{35.5}{\sqrt{3}} = 291.04 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 291.04 \text{ kN} > V_{Sd} = 26.92 \text{ kN}$$

Kısmi Kayma Bağlantılı Dayanım

$$L = 5 \text{ m}$$



Şekil 2.8 : Eşit Başlık Alanına Sahip Çelik Kesitlerde Kaynaklı Başlıklı Saplamalar İçin Düktil Tanımı

$$\frac{n}{n_f} = 0.4$$

$$N_{cf} = 125 \times 5 \times 0.85 \times 1.67 = 887.2 \text{ kN}$$

$$N_c = 887.2 \times 0.4 = 354.9 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{354.9}{0.85 \times 1.67 \times 125} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

$$N_{a,pl} = A_a \times f_{yd} = 28.5 \times 35.5 = 1011.75 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 1011.75 - 354.9 = 656.85 \text{ kN}$$

$$656.85 = 10 \times 35.5 \times 2 \times t_c \Rightarrow t_c = 0.93 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = 1011.75 \times (10 + 10) - 354.9 \times 1.0 - 656.85 \times \left(10 + \frac{0.93}{2}\right) = 13006.2 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 13006.2 \text{ kN} > M_{Sd} = 3365.51 \text{ kN}$$

Kayma Bağlantıları 19 mm/125 mm (h=80 mm)

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \times 19^2 \times (25 \times 20700)^{1/2}}{1.25 \times 1000} = 60.2 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \times 500 \times \pi \times 19^2 / 4}{1.25 \times 1000} = 91 \text{ kN}$$

$$91 \text{ kN} > 60.2 \text{ kN} \Rightarrow P_{Rd} = 60.2 \text{ kN}$$

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right]$$

$$n_r = 1 \Rightarrow k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{200}{50} \left[\frac{80}{50} - 1 \right] = 1.68$$

Tablo 2.14 : k_t Azaltma Faktörü

Bir Oluktaki Saplama Sayısı	Çelik sac Kalınlığı	Profillenmiş Sac Doğrudan Kaynaklı
$n_r = 1$	≤ 1	0.85
	≥ 1	1.00
$n_r = 2$	≤ 1	0.70
	≥ 1	0.80

$$t = 0.9 \text{ mm} \quad k_t = 0.85 \Rightarrow P_{Rd} = 0.85 \times 60.2 = 51.2 \text{ kN}$$

$$N_c = 354.9 \text{ kN} \Rightarrow n = \frac{354.9}{51.2} \cong 7 \text{ adet}$$

$$7 \times 51.2 = 358.4 \text{ kN} > 354.9 \text{ kN}$$

Sehim Kontrolü :

$$\delta_{\max} = 1.494 < \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2.0 \text{ cm ok.}$$

$$\delta_2 = 0.87 < \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1.67 \text{ cm ok.}$$

2.5.1.4 Döşeme Kirişlerinin Basit Petek Kiriş Olarak Boyutlandırılması [9]

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.50LL

Kesit Tesirleri ;

$$M_{y,Sd} = 3365.51 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 26.92 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : IPE 180

$$I_y = 1320 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 146 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 220.6 \text{ cm}^3 \quad A = 23.90 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.53 \text{ cm} \quad i_y = 7.42 \text{ cm} \quad i_z = 2.5 \text{ cm} \quad S_x = 83.2 \text{ cm}^3$$

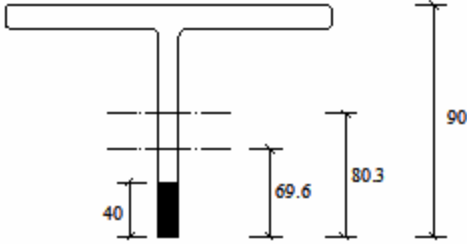
$$v = 5 \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$H_I = 26 \text{ cm}$$

$$n = \frac{500}{25} = 20 \text{ (göz sayısı)}$$

$$n_1 = 2n = 2 \times 20 = 40 \text{ (yarım göz sayısı)}$$



$$I_0 = \frac{I_x}{2} = \frac{1320}{2} = 660 \text{ cm}^4$$

$$A = \frac{23.90}{2} = 11.95 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{83.2}{11.95} = 6.96 \text{ cm}$$

Boşluksuz ;

$$I_1 = I_0 - A \cdot y_1^2 = 660 - 11.95 \times 6.96^2 = 81.12 \text{ cm}^4$$

Boşluklu ;

$$A_b = 11.95 - 0.53 \times 4.0 = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$I_{1,b} = 81.12 - \left[\frac{0.53 \times 4.0^3}{12} + 0.53 \times 4.0 \times \left(6.96 - \frac{4.0}{2} \right)^2 \right] = 26.14 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 9.83 \times y_b + 0.53 \times 4.0 \times \frac{4.0}{2} = 83.2 \quad \rightarrow \quad y_b = 8.03 \text{ cm}$$

$$I_{\text{bosluklu}} = 26.14 - 9.83 \times (8.03 - 6.96)^2 = 14.89 \text{ cm}^4$$

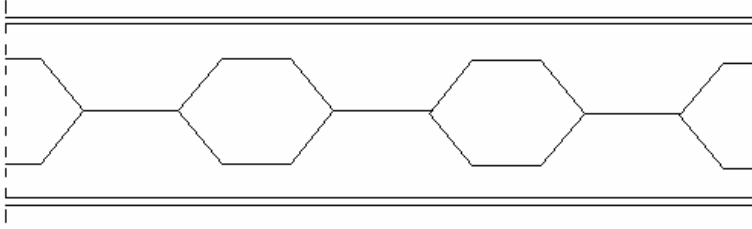
$$W_{\text{bosluklu}} = \frac{14.89}{8.03 - 4.0} = 3.69 \text{ cm}^3$$

$$h_g = 2 \times (h - 2v) + 2(y_b - 4.0) = 2 \times (18 - 2 \times 5) + 2 \times (8.03 - 4.0) = 24.06 \text{ cm}$$

$$A_d = 0.53 \times \frac{25}{3} = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$I_d = 0.53 \times \frac{(25/3)^3}{12} = 25.56 \text{ cm}^4$$

$$W_d = \frac{25.56}{\frac{25/3}{2}} = 6.13 \text{ cm}^3$$



Kiriş ortasında başlıkta normal kuvvetten gelen gerilme :

$$M_{\max} = 3365.51 \text{ kNcm}$$

$$N_b = \frac{M_{\max}}{h_g} = \frac{3365.51}{24.06} = 139.88 \text{ kN}$$

$$\sigma_{b,1} = \frac{139.88}{9.83} = 14.23 \text{ kN/cm}^2$$

7 – 8 gözünde ;

$$m = \frac{7+8}{2} \times 2 = 15$$

$$m' = 40 - 15 = 25$$

$$M = M_{\max} \times \frac{4 \times m \times m'}{n_1^2} = 3365.51 \times \frac{4 \times 15 \times 25}{40^2} = 3155.17 \text{ kNcm}$$

$$N_{g,m} = \frac{3155.17}{24.06} = 131.14 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{131.14}{9.83} = 13.34 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q = \left(\frac{20}{2} - \frac{7+8}{2} \right) \times 0.1077 \times 25 = 6.73 \text{ kN}$$

$$M_{b,m} = \frac{Q}{2} \times \frac{e}{6} = \frac{6.73}{2} \times \frac{25}{6} = 14.02 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_2 = \frac{14.02}{6.13} = 2.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 14.02 + 2.29 = 16.31 \text{ kN/cm}^2$$

1 dikmesinde gerilme ;

$$H_{m-1} = \frac{e}{2 \times h_g} (2 \times Q + P) = \frac{25}{2 \times 24.06} (2 \times 9 \times 0.1077 \times 25 + 0.1077 \times 25) = 26.58 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{H_{m-1}}{A_d} = \frac{26.58}{4.42} = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$M_d = 0$$

$\frac{P}{2}$ kuvvetinden dolayı dikmede gerilme ;

$$\frac{P}{2} = N_d = \frac{1}{2} \times 0.1077 \times 25 = 1.35 \text{ kN}$$

$$\sigma_{p,f} = \frac{1.35}{4.42} = 0.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \frac{1}{2} \left(0.31 + \sqrt{4 \times 6.01^2 + 0.31^2} \right) = 6.17 \text{ kN/cm}^2 < 0.75 \times \sigma_a = 0.75 \times 24 = 18 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Hesabı

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \times 1.2 = \frac{5 \times 10.77 \times 5^4}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 2810 \times 10^{-8}} = 0.01485 \text{ m} = 14.85 \text{ mm}$$

$$14.85 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{5000}{300} = 16.67 \text{ mm}$$

2.5.1.5 Döşeme Kirişlerinin Karşılaştırılması

Yapıda döşeme kirişleri basit kiriş, sürekli kiriş, kompozit basit kiriş ve petek basit kiriş olarak 4 farklı şekilde tasarlanmıştır. Bu işlemler sonucunda döşeme kirişleri ;

- Basit kiriş olarak tasarlandığında : kiriş kesiti : IPE 220, G=26.2 kg/m
- Sürekli kiriş olarak tasarlandığında : kiriş kesiti : IPE 200, G=22.4 kg/m
- Kompozit basit kiriş olarak tasarlandığında : kiriş kesiti : IPE 200, G=22.4 kg/m
- Petek basit kiriş olarak tasarlandığında : kiriş kesiti : IPE 180, G=18.8 kg/m

olarak hesaplanır.

Burada, en büyük enkesit olan IPE 220'nin, döşeme kirişleri basit kiriş olarak tasarlandığında kullanıldığı görülmektedir. Ancak, döşeme kirişleri sürekli kiriş yada kompozit basit kiriş olarak tasarlanırsa daha küçük enkesitli olan IPE 200 kullanılmakta,

$$\frac{26.2 - 22.4}{26.2} \times 100 \rightarrow \cong \%14.5 \text{ malzemededen tasarruf edilmektedir.}$$

Aynı şekilde döşeme kirişleri basit kiriş yerine petek basit kiriş olarak tasarlandığında kiriş kesiti IPE 180 olmaktadır ve bu şekilde

$$\frac{26.2 - 18.8}{26.2} \times 100 \rightarrow \cong \%28.2 \text{ malzemededen tasarruf edilmektedir.}$$

Sonuç olarak ; en büyük ekonomi, döşeme kirişleri petek basit kiriş olarak tasarlandığında sağlanmaktadır.

2.5.2 Kolonların Boyutlandırılması

2.5.2.1 İlk 5 Kat Kolonlarının Boyutlandırılması (1,2,3,4 ve 5. katlar)

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.35LL₃-1.35W_x

Kesit Tesirleri :

$$N_{c,Sd} = 4627.30 \text{ kN} \quad M_{y,Sd} = 66718.03 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 151.14 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : HE 700 M

$$\begin{aligned} h &= 71.6 \text{ cm} & b &= 30.4 \text{ cm} & t_f &= 4.0 \text{ cm} & t_w &= 2.1 \text{ cm} \\ I_y &= 329300 \text{ cm}^4 & W_{y,el} &= 9198 \text{ cm}^3 & W_{y,pl} &= 10540 \text{ cm}^3 & A &= 383 \text{ cm}^2 \\ i_y &= 29.3 \text{ cm} & i_z &= 7.01 \text{ cm} & d &= 58.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

$$c/t_f = 152/40 = 3.80 < 10 \times 0.81 = 8.10 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma} = \frac{383 \times 35.5}{1.1} = 12360.45 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{4627.30}{12360.45} = 0.374$$

$$\alpha = \frac{1}{2 \times d \times t_w} \left(\frac{N_{c,Sd}}{N_{pl,Rd}} \times A + d \times t_w \right) = \frac{1}{2 \times 58.2 \times 2.1} (0.374 \times 383 + 58.2 \times 2.1) = 1.09 > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{58.2}{2.1} = 27.71$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 0.814}{(13 \times 1.09 - 1)} = 24.47$$

27.71 > 24.47 olduğundan Sınıf 1 değil (!)

$$\frac{456\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{456 \times 0.814}{(13 \times 1.09 - 1)} = 28.18$$

27.71 < 29.34 olduğundan → gövde : Sınıf 2

Tüm kesitin enkesit sınıfı 2 alınır.

$\beta_A = 1.0$ alınır.

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kolonları için DBYBHY 2007 Madde 4.3.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} > 0.10 \quad \text{için} \quad 1.33\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \text{ verilmiştir.}$$

$$\frac{4627.30}{35.5 \times 383} = 0.34 > 0.10 \quad \text{için} \quad 1.33\sqrt{21000/35.5} \left(2.1 - \left| \frac{-4627.30}{35.5 \times 383} \right| \right) = 56.93$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{63.60}{2.10} = 30.28 < 56.93 \quad \text{olduğundan enkesit koşulunun sağlandığı görülür.}$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{329300}{500} + \frac{329300}{400}}{\frac{329300}{500} + \frac{329300}{400} + 1.0 \times \frac{79890}{700}} = 0.928$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{21} + K_{22}} = \frac{\frac{329300}{500} + \frac{329300}{500}}{\frac{329300}{500} + \frac{329300}{500} + 1.0 \times \frac{79890}{700}} = 0.920$$

$$k_y^{1-2} = 3.94 \text{ okunur.}$$

- Eğilmeli Burkulma Kontrolü :

Sınıf 2 enkesitli yapı elemanlarında eğilmeli burkulma kontrolü :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,Sd}}{W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \text{ şeklinde yapılır.}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$l_{ky} = 3.94 \times 500 = 1970 \text{ cm}$$

$$l_{kz} = 1.00 \times 500 = 500 \text{ cm}$$

Hadde profillerinde,

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{716}{304} = 2.36 > 1.2 \\ t_f = 40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} y - y \text{ etrafında 'a' eğrisi} \\ z - z \text{ etrafında 'b' eğrisi} \end{array}$$

$$\lambda_y = \frac{1970}{29.3} = 67.24$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{67.24}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.880 \text{ 'a' eğrisi ile } \chi_y = 0.720$$

$$\lambda_z = \frac{500}{7.01} = 71.33$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{71.33}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.933 \text{ 'b' eğrisi ile } \chi_z = 0.640$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.640$$

$$k_y = 1.5$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,Sd}}{W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M1}} = \frac{4627.30}{0.64 \times 383 \times 35.5 / 1.1} + \frac{1.5 \times 66718.03}{10540 \times 35.5 / 1.1} = 0.88 \leq 1.0$$

- Eğilmeli Burulmalı Burkulma Kontrolü :

Sınıf 2 enkesitli yapı elemanlarında eğilmeli burkulmalı burkulma kontrolü :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \text{ şeklinde yapılır.}$$

$$k = k_w = 0.50 \text{ (etkili boy katsayısı)}$$

$$\psi = 0.03 \rightarrow C_1 = 2.10$$

$$l_{LT} = 0.5 \times 500 = 250 \text{ dir.}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{(k/k_w)^2 \times I_w + 0.039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$$M_{cr} = 2.1 \times \frac{\pi \times 21000 \times 18800}{250^2} \times \sqrt{\frac{(0.5/0.5)^2 \times 21400000 + 0.039 \times 250^2 \times 1589}{18800}} = 4,800,287.53$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 10540}{4,800,287.53}} = 21.33$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{21.33}{76.41} = 0.279 \rightarrow \text{'a' eğrisi kullanılarak } \chi_{LT} = 0.975$$

$$k_{LT} = 1.0 \text{ kabul edilir.}$$

$$0.59 + \frac{1.0 \times 66718.03}{0.975 \times 10540 \times 35.5 / 1.1} = 0.79 < 1.0 \text{ ok}$$

İlk 5 kat kolonları için HE 700 M profil uygundur.

○ Ayrıca DBYBHY 2007 Madde 4.3.1.2'e göre, kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan aksel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, arttırılmış deprem etkileri durumlarından oluşan aksel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olması gerekmektedir.

Kolonun;

$$G_A = \frac{\frac{329300}{500} + \frac{329300}{400}}{\frac{107200}{700}} = 9.68$$

$$G_B = \frac{\frac{2 \times 329300}{500}}{\frac{107200}{700} + \frac{107200}{350}} = 2.87$$

Buradan, TS 648 Çizelge 5'den $K=2.24$ okunur

$$s_{kx} = 2.24 \times 500 = 1120 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1120}{29.3} = 38.20$$

TS 648 Çizelge 8'den $\lambda = 39$ için, $\sigma_{bem} = 17.45 \text{ kN/cm}^2$ okunur.

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi : } N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 17.45 \times 383 = 11361.70 \text{ kN}$$

Bu maddede verilen ;

$DL + LL + \Omega_0 E$ ve $0.9DL + \Omega_0 E$ yükleme kombinasyonlarından; süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için $\Omega_0 = 2.5$ alınıp, deprem kuvvetinin iki yönü, yön değiştirmesi, dışmerkezliği ve hareketli yük gezdirilmesi de dikkate alınarak elde edilen 60 adet yükleme kombinasyonu sonucu moment etkisi gözönüne alınmaksızın en büyük eksenel kuvvet, $N_{\max} = 5348 \text{ kN}$ olmaktadır.

$11361.70 > 5348 \text{ kN}$ olduğunda bu koşul sağlanmış olur.

2.5.2.2 Son 5 Kat Kolonlarının Boyutlandırılması (6,7,8,9,10. katlar)

Boyutlandırma yük kombinasyonu : $1.35DL + 1.35LL_3 - 1.35W_x$

Kesit Tesirleri :

$$N_{c,Sd} = 2260.17 \text{ kN} \quad M_{y,Sd} = 21327.67 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 128.11 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : HE 600 B

$$\begin{aligned} h &= 60 \text{ cm} & b &= 30 \text{ cm} & t_f &= 3.0 \text{ cm} & t_w &= 1.55 \text{ cm} \\ I_y &= 171000 \text{ cm}^4 & W_{y,el} &= 5701 \text{ cm}^3 & W_{y,pl} &= 6425 \text{ cm}^3 & A &= 270 \text{ cm}^2 \\ i_y &= 25.2 \text{ cm} & i_z &= 7.08 \text{ cm} & d &= 48.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

$$c/t_f = 150/30 = 5.0 < 10 \times 0.81 = 8.10 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma} = \frac{270 \times 35.5}{1.1} = 8713.64 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2260.17}{8713.64} = 0.259$$

$$\alpha = \frac{1}{2 \times d \times t_w} \left(\frac{N_{c,Sd}}{N_{pl,Rd}} \times A + d \times t_w \right) = \frac{1}{2 \times 48.6 \times 1.55} (0.259 \times 270 + 48.6 \times 1.55) = 0.964 > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{48.6}{1.55} = 31.35$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 0.814}{(13 \times 0.964 - 1)} = 28.0$$

31.35 > 28.0 olduğundan Sınıf 1 değil (!)

$$\frac{456\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{456 \times 0.814}{(13 \times 0.964 - 1)} = 32.20$$

32.20 > 31.35 olduğundan \rightarrow gövde : Sınıf 2

Tüm kesitin enkesit sınıfı 2 alınır.

$\beta_A = 1.0$ alınır.

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kolonları için DBYBHY 2007 Madde 4.3.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} > 0.10 \quad \text{için} \quad 1.33\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \text{ verilmiştir.}$$

$$\frac{2260.17}{35.5 \times 270} = 0.24 > 0.10 \quad \text{için} \quad 1.33\sqrt{21000/35.5} \left(2.1 - \left| \frac{-2100.1}{35.5 \times 270} \right| \right) = 60.30$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{54.00}{1.55} = 34.84 < 60.30 \quad \text{olduğundan enkesit koşulunun sağlandığı görülür.}$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{171000}{200} + \frac{171000}{400}}{\frac{171000}{200} + \frac{171000}{400} + 1.0 \times \frac{79890}{700}} = 0.918$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{\frac{171000}{200} + \frac{329300}{200}}{\frac{171000}{200} + \frac{329300}{200}} = 1.0$$

$$k_y^{1-2} = 5.56 \text{ okunur.}$$

- Eğilmeli Burkulma Kontrolü :

Sınıf 2 enkesitli yapı elemanlarında eğilmeli burkulma kontrolü :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{W_{y, pl} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \text{ şeklinde yapılır.}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$l_{ky} = 5.56 \times 200 = 1112 \text{ cm}$$

$$l_{kz} = 1.00 \times 200 = 200 \text{ cm}$$

Hadde profillerinde,

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{600}{300} = 2.00 > 1.2 \\ t_f = 30 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} y - y \text{ etrafında 'a' eğrisi} \\ z - z \text{ etrafında 'b' eğrisi} \end{array}$$

$$\lambda_y = \frac{1112}{25.2} = 44.13$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{71.67}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.578 \text{ 'a' eğrisi ile } \chi_y = 0.880$$

$$\lambda_z = \frac{200}{7.08} = 28.25$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{28.25}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.370 \text{ 'b' eğrisi ile } \chi_z = 0.960$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.880$$

$$k_y = 1.5$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,Sd}}{W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M1}} = \frac{2260.17}{0.88 \times 270 \times 35.5 / 1.1} + \frac{1.5 \times 21327.67}{6425 \times 35.5 / 1.1} = 0.449 \leq 1.0$$

- Eğilmeli Burulmalı Burkulma Kontrolü :

Sınıf 2 enkesitli yapı elemanlarında eğilmeli burkulmalı burkulma kontrolü :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \times W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \text{ şeklinde yapılır.}$$

$$k = k_w = 0.50 \text{ (etkili boy katsayısı)}$$

$$\psi = 0.07 \rightarrow C_1 = 1.35$$

$$l_{LT} = 0.5 \times 200 = 100 \text{ dir.}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{(k/k_w)^2 \times I_w + 0.039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.35 \times \frac{\pi \times 21000 \times 13530}{100^2} \times \sqrt{\frac{(0.5/0.5)^2 \times 10970000 + 0.039 \times 100^2 \times 1564}{13530}} = 3,525,375.35$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 6425}{3,525,375.35}} = 19.44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{19.44}{76.41} = 0.254 \rightarrow \text{'a' eğrisi kullanılarak } \chi_{LT} = 0.980$$

$k_{LT} = 1.0$ kabul edilir.

$$0.29 + \frac{1.0 \times 21327.67}{0.980 \times 6425 \times 35.5 / 1.1} = 0.394 < 1.0 \text{ ok}$$

Son 5 kat kolonları için HE 600 B profil uygundur.

o Ayrıca DBYBHY 2007 Madde 4.3.1.2'e göre, kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan aksel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, arttırılmış deprem etkileri durumlarından oluşan aksel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olması gerekmektedir.

Kolonun;

$$G_A = \frac{\frac{2 \times 171000}{400}}{\frac{79890}{700}} = 7.49$$

$$G_B = \frac{\frac{171000}{200} + \frac{171000}{400}}{\frac{79890}{700}} = 11.24$$

Buradan, TS 648 Çizelge 5'den $K=2.85$ okunur

$$s_{kx} = 2.85 \times 400 = 1140 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1140}{25.2} = 45.24$$

TS 648 Çizelge 8'den $\lambda = 45.24$ için, $\sigma_{bem} = 16.50 \text{ kN/cm}^2$ okunur.

Eksenel basınç kapasitesi : $N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 16.50 \times 270 = 7573.5 \text{ kN}$

Bu maddede verilen ;

$DL + LL + \Omega_0 E$ ve $0.9DL + \Omega_0 E$ yükleme kombinasyonlarından; süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için $\Omega_0 = 2.5$ alınıp, deprem kuvvetinin iki yönü, yön değiştirmesi, dışmerkezliği ve hareketli yük gezdirilmesi de dikkate alınarak elde edilen 60 adet yükleme kombinasyonu sonucu moment etkisi gözönüne alınmaksızın en büyük eksenel kuvvet, $N_{max} = 2556 \text{ kN}$ olmaktadır.

$7573.5 > 2556 \text{ kN}$ olduğunda bu koşul sağlanmış olur.

2.5.3 Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Kirişler yanal doğrultuda tutuludur.

Boyutlandırma yük kombinasyonu : $1.35DL + 1.35LL_3 - 1.35W_x$

Kesit Tesirleri :

$$M_{y,Sd} = 67712.88 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 270.72 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : HE 450 B

$$h = 45 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad t_f = 2.60 \text{ cm} \quad t_w = 1.40 \text{ cm}$$

$$I_y = 79890 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 3551 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 3982 \text{ cm}^3 \quad A = 218 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 19.1 \text{ cm} \quad i_z = 7.33 \text{ cm} \quad d = 33.4 \text{ cm}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

$$c/t_f = 150/26 = 5.77 < 9 \times 0.81 = 7.29 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{33.4}{1.40} = 23.86 < 72 \times 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{gövde : Sınıf 1}$$

Tüm kesitin enkesit sınıfı : Sınıf 1

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kolonları için DBYBHY 2007 Madde 4.3.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitindeki yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

Fe52 yapı çeliği için $\sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerlerine konularak

$$\frac{15}{2.60} = 5.77 < 0.3 \times 24.32 = 7.30 \quad \text{ve} \quad \frac{39.80}{1.40} = 28.43 < 3.2 \times 24.32 = 77.82$$

elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Kesitte kesme dayanımı kontrolü :

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = 1.04 \times 45 \times 1.40 = 65.52 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{65.52 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1220.81 \text{ kN}$$

1220.81 > 270.72 kN ok.

$V_{sd} = 270.72 < 0.5 \times V_{pl,Rd} = 610.41$ kN olduğundan, kesme kuvvetinden dolayı hiç bir enkesitte plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 3982 \times 35.5 / 1.1 = 128510 \text{ kNcm}$$

67712.88 < 128510 kNcm ok.

Sehim Kontrolü :

$$\delta_{\max} = 0.248 < \frac{L}{250} = \frac{700}{250} = 2.8 \text{ cm ok.}$$

Kiriş üst başlıkları kompozit döşemeyle, alt ve üst başlıklar döşeme kirişleriyle tutulu olduğu için yanal burkulma tahkikine gerek yoktur.

Not : Tüm katlarda HE 450 B kiriş kesiti yeterli olduğu halde, yanal deplasman koşullarının sınır değerleri aşmaması için ilk 5 katta kiriş kesiti olarak HE 500 B profili seçilmiştir.

DBYBHY Madde 4.3.6.1'de kirişlerin üst ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği belirtilmektedir. Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki ℓ_b uzaklığının, $\ell_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$ koşulunu sağlaması gerekmektedir.

$$\ell_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} = 0.086 \frac{8.07 \times 21000}{35.5} = 410 \text{ cm}$$

Fakat ana çerçeve kirişleri, yanal doğrultuda 117 cm aralıklarla döşeme kirişleri tarafından tutulmakta olduğundan, bu koşulun zaten sağlandığı görülür.

2.5.4 Alın Kirişlerinin Boyutlandırılması

Kiriş yanal doğrultuda tutuludur.

Boyutlandırma yük kombinasyonu : $1.35DL+1.35LL_2-1.35W_x$

Kesit Tesirleri ;

$$M_{y,Sd} = 5883.42 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 30.69 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : UNP 400

$$\begin{aligned} h &= 40 \text{ cm} & b &= 11 \text{ cm} & t_f &= 1.8 \text{ cm} & t_w &= 1.4 \text{ cm} \\ I_y &= 20350 \text{ cm}^4 & W_{y,el} &= 1020 \text{ cm}^3 & W_{y,pl} &= 1240 \text{ cm}^3 & A &= 91.5 \text{ cm}^2 \\ i_y &= 14.9 \text{ cm} & i_z &= 3.04 \text{ cm} & d &= 32.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

$$c/t_f = 55/18 = 3.06 < 9 \times 0.81 = 7.29 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{32.5}{1.4} = 23.21 < 72 \times 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{gövde : Sınıf 1}$$

Tüm kesitin enkesit sınıfı : Sınıf 1

Kesitte kesme dayanımı kontrolü :

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = 1.04 \times 40 \times 1.4 = 58.24 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{58.24 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1085.17 \text{ kN}$$

1085.17 > 30.69 kN ok.

$V_{sd} = 30.69 < 0.5 \times V_{pl,Rd} = 542.59$ kN olduğundan, kesme kuvvetinden dolayı hiç bir enkesitte plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 1240 \times 35.5 / 1.1 = 40018.18 \text{ kNcm}$$

5883.42 < 40018.18 kNcm ok.

Sehim Kontrolü :

$$\delta_{\max} = 0.123 < \frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1.0 \text{ cm ok.}$$

2.5.5 Çaprazların Bağlandığı Kirişlerinin Boyutlandırılması (B ve C Aksı Kirişleri)

Kiriş yanal doğrultuda tutuludur.

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.35LL₃-1.35Wy

Kesit Tesirleri ;

$$M_{y,Sd} = 9124.65 \text{ kNcm} \quad V_{y,Sd} = 204.35 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : HE 200 B

$$\begin{array}{llll} h = 20 \text{ cm} & b = 20 \text{ cm} & t_f = 1.50 \text{ cm} & t_w = 0.90 \text{ cm} \\ I_y = 5700 \text{ cm}^4 & W_{y,el} = 569.60 \text{ cm}^3 & W_{y,pl} = 642.5 \text{ cm}^3 & A = 78.1 \text{ cm}^2 \\ i_y = 8.54 \text{ cm} & i_z = 5.07 \text{ cm} & d = 13.40 \text{ cm} & \end{array}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Başlık enkesit sınıfı:

$$c/t_f = 100/15 = 6.67 < 9 \times 0.81 = 7.29 \rightarrow \text{başlık : Sınıf 1}$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{13.4}{0.9} = 14.89 < 72 \times 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{gövde : Sınıf 1}$$

Tüm kesitin enkesit sınıfı : Sınıf 1

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişleri ve diğer kirişleri ve diğer kirişleri için DBYBHY Madde 4.8.1 'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitindeki yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerlerine konularak

$$\frac{10}{1.50} = 6.67 < 0.3 \times 24.32 = 7.30 \quad \text{ve} \quad \frac{17.00}{0.90} = 18.89 < 3.2 \times 24.32 = 77.82$$

elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Kesitte kesme dayanımı kontrolü :

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = 1.04 \times 20 \times 0.9 = 18.72 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{18.72 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 348.8 \text{ kN}$$

348.8 > 204.35 kN ok.

$V_{sd} = 204.35 > 0.5 \times V_{pl,Rd} = 174.4$ kN olduğundan, kesme kuvvetinden dolayı enkesitte plastik moment dayanımının indirgenmesi gerekmektedir.

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ olmalıdır.

$$\rho = \left(2 \times \frac{204.35}{348.80} - 1 \right)^2 = 0.03$$

$$M_{pl,Rd} = \left(642.5 - \frac{0.03 \times 18.72^2}{4 \times 0.9} \right) \times \frac{35.5}{1.1} = 20641.00 \text{ kNcm}$$

9124.65 < 20641.00 kNcm ok.

Sehim Kontrolü :

$$\delta_{\max} = 0.39 < \frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1.0 \text{ cm ok.}$$

2.5.6 Çapraz Elemanların Boyutlandırılması ve Kontrolleri

2.5.6.1 İlk 5 Kat Çapraz Elemanların Boyutlandırılması (1, 2, 3, 4 ve 5. Katlar)

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.00DL+1.00LL₃+1.00EQY₂

Kesit Tesirleri ;

$$N_{c,Sd} = 280.74 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : KUTU 140x140x10

$$A = 52 \text{ cm}^2 \quad i_y = 5.32 \text{ cm} \quad i_z = 5.32 \text{ cm}$$

$$I_y = 1473.33 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 210.48 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 254 \text{ cm}^3$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Kutu Enkesit Sınıfı :

$$\frac{d}{t} = \frac{140 - 2 \times 10}{10} = 12 \leq 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{Enkesit 1. sınıf}$$

$$\beta_A = 1.0$$

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

DBYBHY 2007 Madde 4.8.1.1'e göre süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çapraz elemanları için, gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY 2007 Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Bu koşul,

$$\frac{b}{t} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \text{ şeklinde verilmektedir.}$$

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

$$\frac{14.0}{1.0} = 14.0 < 0.7 \times 24.32 = 17.02 \text{ şeklinde sağlanır.}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik boyları :

$$l_{ky} = l_{kz} = 1.0 \times 542 = 542 \text{ cm}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik değerleri :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{542}{5.32} = 101.88$$

Kıyaslama narinlikleri :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{101.88}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.33 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{1201.88}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.33$$

'a' eğrisi ile $\chi_y = 0.440$ okunur.

Burkulma güvenliğinin kontrolü :

$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$ olması gerekmektedir.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma} = 0.440 \times 1.00 \times 52 \times \frac{35.5}{1.1} = 738.4 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 280.74 \leq N_{b,Rd} = 738.4 \text{ kN}$$

2.5.6.2 Son 5 Kat Çapraz Elemanların Boyutlandırılması (6, 7, 8, 9 ve 10. Katlar)

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.00DL+1.00LL₃+1.00EQY₂

Kesit Tesirleri ;

$$N_{e,Sd} = 21.71 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : KUTU 120x120x10

$$A = 44 \text{ cm}^2 \quad i_y = 4.51 \text{ cm} \quad i_z = 4.51 \text{ cm}$$

$$I_y = 894.7 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 149.2 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 182 \text{ cm}^3$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Kutu Enkesit Sınıfı :

$$\frac{d}{t} = \frac{120 - 2 \times 10}{10} = 10 \leq 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{Enkesit 1. sınıf}$$

$$\beta_A = 1.0$$

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

DBYBHY 2007 Madde 4.8.1.1'e göre süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çapraz elemanları için, gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY 2007 Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Bu koşul,

$$\frac{b}{t} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \text{ şeklinde verilmektedir.}$$

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

$$\frac{12.0}{1.0} = 12.0 < 0.7 \times 24.32 = 17.02 \text{ şeklinde sağlanır.}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik boyları :

$$l_{ky} = l_{kz} = 1.0 \times 452 = 452 \text{ cm}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik değerleri :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{452}{4.509} = 100.24$$

Kıyaslama narinlikleri :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{100.24}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.31 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{100.24}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.31$$

'a' eğrisi ile $\chi_y = 0.450$ okunur.

Burkulma güvenliğinin kontrolü :

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} \text{ olması gerekmektedir.}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma} = 0.450 \times 1.00 \times 44 \times \frac{35.5}{1.1} = 639.00 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 212.71 \leq N_{b,Rd} = 639.00 \text{ kN}$$

2.5.7 Kafes Kiriş Elemanlarının Boyutlandırılması

• Başlık Elemanının Boyutlandırılması

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.35LL₂-1.35W_y

Kesit Tesirleri ;

$$N_{c,Sd} = 902.19 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : HE 300 A

$$h = 29 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad t_f = 1.40 \text{ cm} \quad t_w = 0.85 \text{ cm}$$

$$I_y = 18260 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 1260 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 1383 \text{ cm}^3 \quad A = 113 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 12.7 \text{ cm} \quad i_z = 7.49 \text{ cm} \quad d = 20.8 \text{ cm}$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Gövde enkesit sınıfı :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{20.8}{0.85} = 24.47 < 72 \times 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{gövde : Sınıf 1}$$

Tüm kesitin enkesit sınıfı : Sınıf 1

$$\beta_A = 1.0$$

$$N_{b,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma} = 113 \times \frac{35.5}{1.1} = 3646.82 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 902.19 \leq N_{b,Rd} = 3646.82 \text{ kN}$$

• Diyagonal Elemanların Boyutlandırılması

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.35LL-1.35W_y

Kesit Tesirleri ;

$$N_{c,Sd} = 480.23 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : KUTU 100x100x10

$$A = 36 \text{ cm}^2 \quad i_y = 3.697 \text{ cm} \quad i_z = 3.697 \text{ cm}$$

$$I_y = 492 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 98.4 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 122 \text{ cm}^3$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Kutu Enkesit Sınıfı :

$$\frac{d}{t} = \frac{100 - 2 \times 10}{10} = 8 \leq 33\varepsilon = 33 \rightarrow \text{Enkesit 1. sınıf}$$

$$\beta_A = 1.0$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik boyları :

$$l_{ky} = l_{kz} = 1.0 \times 190 = 190 \text{ cm}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik değerleri :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{190}{3.697} = 51.40$$

Kıyaslama narinlikleri :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{51.40}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.67 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{51.40}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.67$$

'a' eğrisi ile $\chi_y = 0.860$ okunur.

Burkulma güvenliğinin kontrolü :

$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$ olması gerekmektedir.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma} = 0.860 \times 1.00 \times 36 \times \frac{35.5}{1.1} = 999.16 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 480.23 \leq N_{b,Rd} = 999.16 \text{ kN}$$

- **Dikme Elemanların Boyutlandırılması**

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.35DL+1.35LL+1.35W_y

Kesit Tesirleri ;

$$N_{c,Sd} = 406.35 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : KUTU 100x100x10

$$A = 36 \text{ cm}^2 \quad i_y = 3.697 \text{ cm} \quad i_z = 3.697 \text{ cm}$$

$$I_y = 492 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 98.4 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 122 \text{ cm}^3$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Kutu Enkesit Sınıfı :

$$\frac{d}{t} = \frac{100 - 2 \times 10}{10} = 8 \leq 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{Enkesit 1. sınıf}$$

$$\beta_A = 1.0$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik boyları :

$$l_{ky} = l_{kz} = 1.0 \times 100 = 100 \text{ cm}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik değerleri :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{100}{3.697} = 27.05$$

Kıyaslama narinlikleri :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{27.05}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.35 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{27.05}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 0.35$$

'a' eğrisi ile $\chi_y = 0.960$ okunur.

Burkulma güvenliğinin kontrolü :

$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$ olması gerekmektedir.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma} = 0.960 \times 1.00 \times 36 \times \frac{35.5}{1.1} = 1115.35 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 406.35 \leq N_{b,Rd} = 1115.35 \text{ kN}$$

2.6 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Kontrolleri [3,7]

2.6.1 Çapraz Elemanların Narinliklerinin Kontrolü

DBYBHY 2007 Madde 4.8.1.2 çaprazların narinlik oranının, (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.23\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmaması gerektiği belirtilmiştir.

Kutu 140-140-10 kesit için :

$$\lambda = \frac{542.00}{5.32} = 101.88 < 4.23\sqrt{21000/35.5} = 102.90$$

Kutu 120-120-10 kesit için :

$$\lambda = \frac{452.00}{4.51} = 100.00 < 4.23\sqrt{21000/35.5} = 102.90$$

2.6.2 Bağ Kirişi Boyunun Kontrolü

DBYBHY Madde 4.8.2.2'ye göre, kolona birleşen bağ kirişlerinin dışında bağ kirişi boyu

$$1.0 M_p/V_p \leq e \leq 5.0 M_p/V_p$$

bağıntısını sağlayacak şekilde belirlenebilir. Burada

$M_p = W_p \times \sigma_a = 642.5 \times 35.5 = 22808.75 \text{ kNcm}$: bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesini

$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times A_k = 0.6 \times 35.5 \times 15.30 = 325.89 \text{ kN}$: bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesini

göstermektedir. Buna göre,

$e = 80 \text{ cm}$ olarak seçilen bağ kirişi boyu

$$\frac{22808.75}{325.89} = 70 \text{ cm} \leq e \leq 5 \times \frac{22808.75}{325.89} = 350 \text{ cm}$$

koşulunu sağlamaktadır.

2.6.3 Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

- **1. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{14.32}{35.5 \times 78.1} = 0.005 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 154.17 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 154.17 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **2. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{13.65}{35.5 \times 78.1} = 0.005 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 204.35 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 204.35 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **3. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{15.71}{35.5 \times 78.1} = 0.006 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 174.30 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 174.30 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **4. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{15.30}{35.5 \times 78.1} = 0.006 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 164.31 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 164.31 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **5. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{14.91}{35.5 \times 78.1} = 0.005 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 158.74 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 158.74 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **6. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{14.92}{35.5 \times 78.1} = 0.005 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 147.58 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 147.58 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **7. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{14.89}{35.5 \times 78.1} = 0.005 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 137.66 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 137.66 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **8. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{14.28}{35.5 \times 78.1} = 0.005 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 125.51 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 125.51 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **9. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{13.94}{35.5 \times 78.1} = 0.005 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 112.62 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 112.62 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

• 10. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{17.22}{35.5 \times 78.1} = 0.006 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 68.17 \text{ kN} \leq 325.89 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 68.17 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 22808.75}{80} = 570.22 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

2.6.4 Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

DBYBHY 2007 Madde 4.8.3.2'ye gore, bağ kirişinin alt ve st başlıklarının her iki uçta, bağ kirişi dışında kalan kiriş blmmn de $0.45b_{bf} \times \sqrt{E_s/\sigma_a}$ aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği belirtilmektedir.

$$0.45b_{bf} \times \sqrt{E_s/\sigma_a} = 0.45 \times 20 \times \sqrt{21000/35.5} = 220 \text{ cm}$$

Bu amaçla, tali kiriş kesitinde (IPE 200), bağ kirişinin her iki ucuna bağ kirişine dik doğrultuda kirişler oluşturulacaktır. Bağ kirişi dışında kalan kiriş kesitinde ise, kiriş boyu $210 \text{ cm} < 220 \text{ cm}$ olduğundan yanal doğrultuda mesnet konulmasına gerek olmamaktadır.

2.6.5 Bağ Kirişleri Dönme Aıllarının Kontrolü

Bakınız Bölüm 2.4.2, Tablo 2.9

DBYBHY 2007 Madde 4.8.4'e göre bağ kirişi dönme aıllarının, uzunluğu $1.6M_p/V_p$ 'ye eşit ya da daha küçük olan bağ kirişlerinde 0.10 radyan değerini geçmemesi gerektiği belirtilmektedir.

Tablo 2.9'dan görüldüğü gibi, $\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$ bağ kirişi dönme açısının en büyük değeri,

2. katta $\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0.086$ radyan olmakta ve DBYBHY Madde 4.8.4(a)'da öngörülen,

$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0.086 < 0.10$ radyan koşulunu sağlamaktadır.

2.6.6 Bağ Kirişlerinde Kullanılacak Ara Rijitlik Levhaları

DBYYHY Madde 4.8.5.1'e göre çapraz elamanın bağ kirişine ve uzantılarına ve doğrudan yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenecektir. Bu rijitlik levhaları gövde lavhasının her iki tarafına, gövde levhası yüksekliğinde ve

$$\frac{b_{bf} - t_w}{2} = \frac{20.0 - 0.90}{2} \cong 9.50 \text{ cm}$$

genişliğinde olacaktır. Kalınlığı ise,

$$t_r = \max (0.75 \times t_w ; 10 \text{ mm }) = \max (0.75 \times 0.90 ; 10 \text{ mm }) = 10 \text{ mm}$$

olacaktır.

Ayrıca bağ kirişi ucundaki rijitlik levhalarına ek olarak DBYYHY Madde 4.8.5.2(a)'da belirtilen ara rijitlik levhaları kullanılacaktır.

• 1. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları

Bağ kirişi dönme açısı : 0.055 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.055 \text{ radyan için } \rightarrow 35.44 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijitlik levhalarından 2 adet düzenlenecektir.

- **2. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.086 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.086 \text{ radyan için } \rightarrow 27.00 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijitlik levhalarından 2 adet düzenlenecektir.

- **3. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.079 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.079 \text{ radyan için } \rightarrow 29.00 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijitlik levhalarından 2 adet düzenlenecektir.

- **4. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.080 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.079 \text{ radyan için } \rightarrow 28.66 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijtilik levhalarından 2 adet dzenlenecektir.

- **5. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijtilik levhaları**

Bağ kirişi dözme açısı : 0.081 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.080 \text{ radyan için } \rightarrow 28.40 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijtilik levhalarından 2 adet dzenlenecektir.

- **6. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijtilik levhaları**

Bağ kirişi dözme açısı : 0.082 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.081 \text{ radyan için } \rightarrow 28.09 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijtilik levhalarından 2 adet dzenlenecektir.

- **7. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijtilik levhaları**

Bağ kirişi dözme açısı : 0.079 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.077 \text{ radyan için } \rightarrow 31.77 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijtilik levhalarından 2 adet düzenlenecektir.

- **8. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijtilik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.074 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.071 \text{ radyan için } \rightarrow 30.35 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijtilik levhalarından 2 adet düzenlenecektir.

- **9. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijtilik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.068 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.064 \text{ radyan için } \rightarrow 32.05 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijtilik levhalarından 2 adet düzenlenecektir.

- **10. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijtilik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.055 radyan

$$0.10 \text{ radyan için } \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 23.00 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için } \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.90 - \frac{20}{5} \right) = 42.80 \text{ cm}$$

$$0.057 \text{ radyan için } \rightarrow 35.73 \text{ cm}$$

80 cm olan bağ kirişlerinde, kalınlığı ve genişliği yukarıda seçilen ara rijtilik levhalarından 2 adet düzenlenecektir.

2.6.7 Kat Kirişlerinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü

DBYBHY Madde 4.8.6.3, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılmasını öngörmektedir.

DBYBHY Madde 4.8.6.1'e göre, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinin kesit seçimi sonucunda belirlenen

$$\frac{M_p}{M_d} \quad \text{ve} \quad \frac{V_p}{V_d}$$

Tasarım Büyütme Katsayılarının küçüğü ile çarpımı suretiyle belirlenecektir.

Buna göre, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kısımlarının tasarımında esas alınacak iç kuvvetler Fe52 yapı çeliği için Tablo 4.1'den alınan $D_a = 1.1$ katsayısı kullanılarak hesaplanacaktır.

• 1. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{7298.54} = 3.13 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{154.17} = 2.11 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 2.11$$

$$M_E = 6084.31 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 1214.23 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.11 \times 6084.31 + 1214.23 = 15533.85 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 15533.85 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• 2. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{9124.65} = 2.50 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{204.35} = 1.60 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 1.60$$

$$M_E = 7929.57 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 1195.08 \text{ kNcm}$$

$$\bar{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.60 \times 7929.57 + 1195.08 = 16546.73 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 16546.73 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• 3. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{7677.45} = 2.97 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{174.30} = 1.87 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 1.87$$

$$M_E = 6524.94 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 1152.51 \text{ kNcm}$$

$$\bar{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.87 \times 6524.94 + 115.51 = 15916.49 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 15916.49 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **4. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{7221.83} = 3.16 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{164.31} = 1.98 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 1.98$$

$$M_E = 6000.15 \text{ kNcm} , \quad M_{G+Q} = 1221.68 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.98 \times 6000.15 + 1221.68 = 15596.84 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 15596.84 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **5. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{6926.85} = 3.29 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{158.74} = 2.05 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 2.05$$

$$M_E = 5635.32 \text{ kNcm} , \quad M_{G+Q} = 1291.53 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.05 \times 5635.32 + 1291.53 = 15269.94 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 15269.94 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **6. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{6480.49} = 3.52 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{147.58} = 2.21 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 2.21$$

$$M_E = 5089.07 \text{ kNcm} , \quad M_{G+Q} = 1391.42 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.21 \times 5089.07 + 1391.42 = 15000.10 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 15000.10 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **7. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{6079.12} = 3.75 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{137.66} = 2.37 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 2.37$$

$$M_E = 4537.19 \text{ kNcm} , \quad M_{G+Q} = 1541.93 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.37 \times 4537.19 + 1541.93 = 14553.23 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 14553.23 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **8. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{5478.36} = 4.16 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{125.51} = 2.60 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 2.60$$

$$M_E = 3843.31 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 1635.05 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.60 \times 3843.31 + 1635.05 = 13726.10 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 13726.10 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **9. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{4900.37} = 4.65 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{112.62} = 2.89 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 2.89$$

$$M_E = 3138.93 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 1761.44 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.89 \times 3138.93 + 1761.44 = 12737.96 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 12737.96 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

- **10. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{8815.92} = 2.59 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{68.17} = 4.78 \rightarrow \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_d}\right) = 2.59$$

$$M_E = 2342.51 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 6473.41 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.59 \times 2342.51 + 6473.41 = 13814.60 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 22808.75 \text{ kNcm} > 13814.60 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

2.6.8 Çapraz Elemanların Kapasite Kontrolleri

- **1. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx} = s_{ky} = 542 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{542.0}{5.32} = 101.90$$

$\lambda = 102$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 8.00 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{154.17} = 2.11 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 216.01 \text{ kN} \quad , \quad N_{EQ} = 196.49 \text{ kN} \quad , \quad N_{G+Q} = 19.52 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.11 \times 196.49 + 19.52 = 570.07 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 8.0 \times 52.0 = 707.20 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 707.20 \text{ kN} > 570.07 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

• 2. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx} = s_{ky} = 542 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{542.0}{5.32} = 101.90$$

$\lambda = 102$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 8.0 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{204.35} = 1.60 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 280.74 \text{ kN} \quad , \quad N_{EQ} = 258.96 \text{ kN} \quad , \quad N_{G+Q} = 21.78 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.60 \times 258.96 + 21.78 = 591.49 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 8.0 \times 52.0 = 707.20 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 707.20 \text{ kN} > 591.49 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

• 3. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx} = s_{ky} = 452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{5.32} = 84.96$$

$\lambda = 85$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$\sigma_{bem} = 10.50 \text{ kN/cm}^2$ verilmiştir.

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{174.30} = 1.87 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 249.97 \text{ kN} \quad , \quad N_{EQ} = 222.41 \text{ kN} \quad , \quad N_{G+Q} = 27.56 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.87 \times 222.41 + 27.56 = 599.43 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 10.50 \times 52.0 = 928.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 928.0 \text{ kN} > 599.43 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

• 4. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx}=s_{ky}=452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{5.32} = 84.96$$

$\lambda = 85$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 10.50 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{164.31} = 1.98 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 235.94 \text{ kN} , \quad N_{EQ} = 203.83 \text{ kN} , \quad N_{G+Q} = 32.11 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.98 \times 203.83 + 32.11 = 587.04 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 10.50 \times 52.0 = 928.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 928.0 \text{ kN} > 587.04 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

- **5. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx}=s_{ky}=452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{5.32} = 84.96$$

$\lambda = 85$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem}=10.50 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{158.74} = 2.05 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 227.94 \text{ kN} , \quad N_{EQ} = 191.54 \text{ kN} , \quad N_{G+Q} = 36.40 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.05 \times 191.54 + 36.40 = 576.30 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 10.50 \times 52.0 = 928.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 928.0 \text{ kN} > 576.30 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

- **6. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx}=s_{ky}=452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{4.51} = 100.20$$

$\lambda = 101$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 8.14 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{147.58} = 2.21 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 212.71 \text{ kN} \quad , \quad N_{EQ} = 172.97 \text{ kN} \quad , \quad N_{G+Q} = 39.74 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.21 \times 172.97 + 39.74 = 565.35 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 8.14 \times 44.0 = 609.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 609.0 \text{ kN} > 565.35 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

- **7. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx}=s_{ky}=452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{4.51} = 100.20$$

$\lambda = 101$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 8.14 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{137.66} = 2.37 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 199.19 \text{ kN} \quad , \quad N_{EQ} = 154.45 \text{ kN} \quad , \quad N_{G+Q} = 44.74 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.37 \times 154.45 + 44.74 = 548.05 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 8.14 \times 44.0 = 609.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 609.0 \text{ kN} > 548.05 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

- **8. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx}=s_{ky}=452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{4.51} = 100.20$$

$\lambda = 101$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 8.14 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{125.51} = 2.60 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 181.98 \text{ kN} \text{ , } N_{EQ} = 130.73 \text{ kN} \text{ , } N_{G+Q} = 51.25 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.60 \times 130.73 + 51.25 = 518.61 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 8.14 \times 44.0 = 609.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 609.0 \text{ kN} > 518.61 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

• 9. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx} = s_{ky} = 452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{4.51} = 100.20$$

$\lambda = 101$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 8.14 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{325.89}{112.62} = 2.89 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 164.08 \text{ kN} \quad , \quad N_{EQ} = 106.91 \text{ kN} \quad , \quad N_{G+Q} = 57.17 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.89 \times 106.91 + 57.17 = 482.00 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 8.14 \times 44.0 = 609.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 609.0 \text{ kN} > 482.00 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

- **10. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı,

$$s_{kx}=s_{ky}=452 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{452.0}{4.51} = 100.20$$

$\lambda = 101$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 8.14 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{22808.75}{8815.92} = 2.59 < \frac{V_p}{V_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$N_{G+Q+E} = 135.04 \text{ kN} \quad , \quad N_{EQ} = 70.02 \text{ kN} \quad , \quad N_{G+Q} = 65.02 \text{ kN}$$

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.59 \times 70.02 + 65.02 = 314.38 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanın aksenal basınç kapasitesi ise,

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 8.14 \times 44.0 = 609.0 \text{ kN}$$

Kapasite kontrolü ise,

$$N_{bp} = 609.0 \text{ kN} > 314.38 \text{ kN}$$

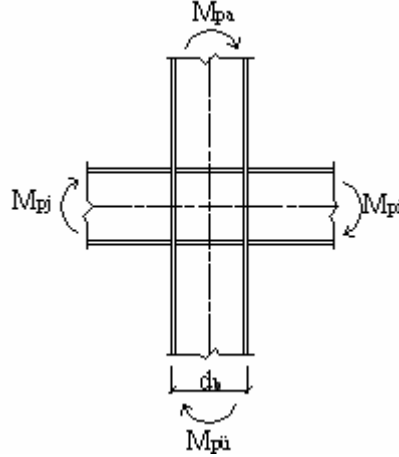
şeklinde sağlanır.

2.7 Güçlü Kolon – Zayıf Kiriş Kontrolleri [3,7]

DBYBHY 2007 Madde 4.3.2.1'e göre çerçeve türü sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamının, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olması gerektiği belirtilmektedir.

Ayrıca Madde 4.3.2.2'ye göre kolonların eğilme momenti kapasitelerinin hesabında aksenal kuvvetten dolayı azaltılma yapılması gerekmektedir.

Bu kontrol en olumsuz normal kuvvet etkisinin olduğu 2. Kat 2B kolonunun alt ucu düğüm noktasında yapılacaktır.



Şekil 2.9 : Kolon ve Kiriş Uç Moment Kapasiteleri

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})$$

Fe52 çeliğinden yapılan hadde profilleri için arttırma katsayısı : $D_a = 1.1$

$$M_p \cong W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right)$$

$$\text{Kolon kesitleri : HE 700 M } \quad A = 383 \text{ cm}^2 \quad , \quad W_p = 10540 \text{ cm}^3$$

$$\text{Kiriş kesitleri : HE 500 B } \quad A = 239 \text{ cm}^2 \quad , \quad W_p = 4815 \text{ cm}^3$$

$$M_{pi} = W_p \times \sigma_a = 4815 \times 35.5 = 170932.50 \text{ kNcm}$$

$$M_{pj} = W_p \times \sigma_a = 4815 \times 35.5 = 170932.50 \text{ kNcm}$$

$$N_{üst} = 4627.94 \text{ kN} \quad , \quad N_{alt} = 4594.31 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 10540 \times \left(35.5 - \frac{4594.31}{383} \right) = 247736.51 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 10540 \times \left(35.5 - \frac{4627.94}{383} \right) = 246811.02 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(247736.51 + 246811.02) = 494547.53 > 1.1 \times 1.1 \times (170932.50 + 170932.50) = 413656.65 \text{ kNcm}$$

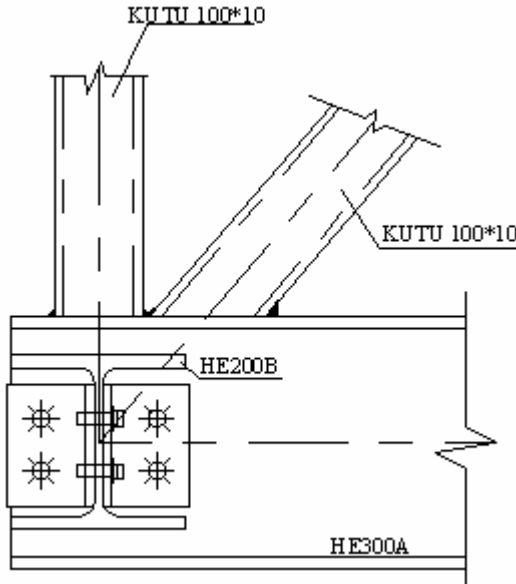
Şeklinde güçlü kolon – zayıf kiriş kontrolünün sağlandığı görülür.

2.8 Birleşim Hesapları [3,7]

2.8.1 Kafes Kiriş Birleşim Detay Hesapları [12]

Çatı katında, çerçeve doğrultusunda yer alan kafes kirişte, dikme ve diyagonal elemanların alt ve üst başlıklara olan bağlantıları, bu elemanların alt ve üst başlık elemanları olan I profillerine köşe kaynağı ile birleştirilmesi suretiyle teşkil edilecektir.

Dikme ve diyagonal elemanlar sadece aksenal kuvvete çalışmaktadır.



Şekil 2.10 : Kafes kiriş birleşim detayı

Şekilde verilen birleşim detayında, dikme elemanlarda oluşan en büyük aksenal kuvvet $N = 406.38$ kN olmaktadır. Bu kuvvet alt başlığa diyagonal elemanın 4 tarafına çekilen köşe kaynak dikişleriyle aktarılır.

Kaynak kalınlığını;

$$3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}$$

$$3 \leq a \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Buradan $a = 0.7$ cm seçilir.

$$\text{Kaynak alanı : } A_k = 4 \times 0.7 \times 10 = 28.00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A_k} = \frac{406.38}{28.00} = 14.51 \text{ kN/cm}^2 < 17 \text{ kN/cm}^2$$

Aynı birleşim detayında, diyagonal elemanlarda oluşan en büyük aksenal kuvvet $N = 480.23$ kN olmaktadır. Bu kuvvet alt başlığa diyagonal elemanın 4 tarafına çekilen köşe kaynak dikişleriyle aktarılır.

Kaynak kalınlığını;

$$3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}$$

$$3 \leq a \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

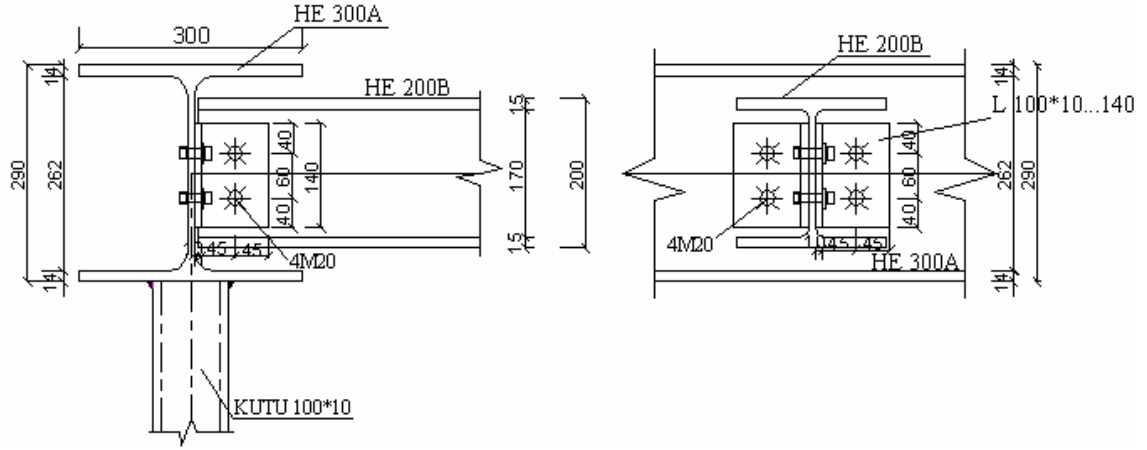
Buradan $a = 0.7$ cm seçilir.

$$\sigma = \frac{378.20}{2 \times (14.2 \times 0.7 + 10 \times 0.7)} = 10.16 \text{ kN/cm}^2 < 17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{kaynak}} = \frac{N}{A_k} = \frac{295.66}{2 \times 0.7 \times 14.2} = 14.57 \text{ kN/cm}^2 < 17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{10.16^2 + 14.57^2} = 17.70 \text{ kN/cm}^2 \approx 17 \text{ kN/cm}^2$$

2.8.1.1 Kafes Kiriş Başlığının HE 200 B Döşeme Kirişine Mafsallı Birleşimi

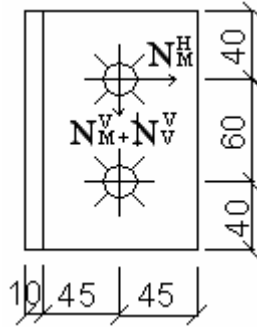


Şekil 2.11 : Kafes kiriş – Döşeme kirişi birleşimi

$$V_{sd} = 52.71 \text{ kN}$$

Döşeme kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 52.71 \times 5.5 = 289.91 \text{ kNcm}$$



$$N_H^M = \frac{289.91}{6.0} = 48.32 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{52.71}{2} = 26.36 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{48.32^2 + 26.36^2} = 55.04 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M20 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 2.45}{1.25} = 117.6 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{40}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.61$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.610 \times 51 \times 2.0 \times 0.85}{1.25} = 105.77 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(117.6; 105.77) = 105.77 \text{ kN} > 55.04 \text{ kN}$$

Korniyerlerde kontrol :

$$V_{sd} = \frac{52.71}{2} = 26.36 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{289.91}{2} = 144.96 \text{ kNcm}$$

$$A_t = \frac{14 \times 1.0}{2} = 7.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,net} = \frac{14 \times 1.0}{2} - 1.5 \times 1.0 \times 2.2 = 3.70 \text{ cm}^2$$

$$0.9 \times \frac{3.70}{7.00} = 0.48 < \frac{35.5}{51} \times \frac{1.25}{1.10} = 0.79 \text{ olduğundan çekme bölgesinde enkesit}$$

zayıflaması göz önüne alınmalıdır.

$$W_{pl} = \frac{1.0 \times 14^2}{4} - 2.2 \times 1.0 \times 6.0 = 35.80 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{35.80 \times 35.5}{1.10} = 1155.36 \text{ kNcm} > 144.96 \text{ kNcm}$$

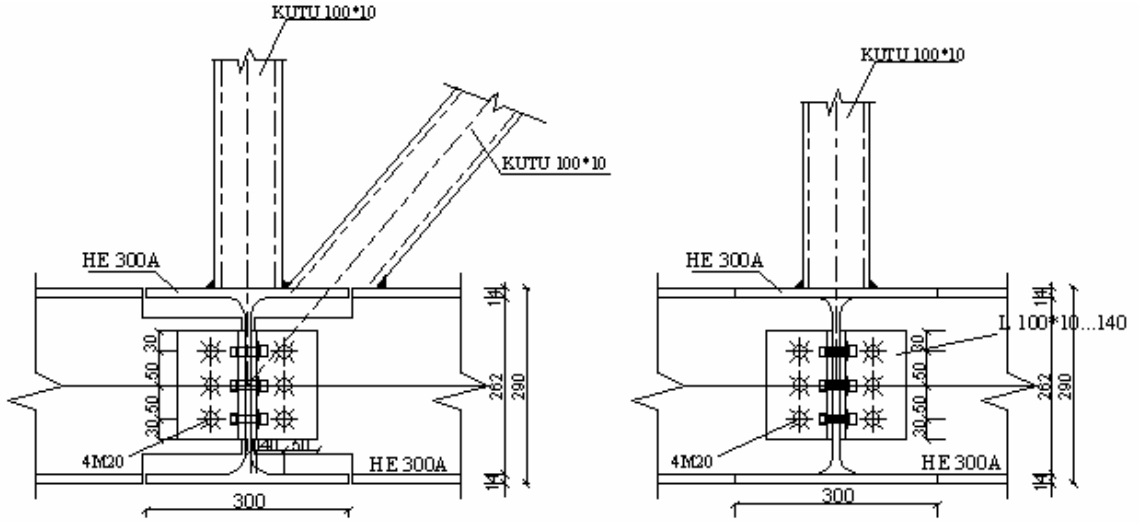
$$A_v = 14 \times 1.0 = 14.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,net} = 14 \times 1.0 - 3 \times 1.0 \times 2.2 = 7.40 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{14 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.10} = 260.86 \text{ kN} > V_{sd} = 26.36 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 26.36 \text{ kN} < 0.5 \times 260.86 = 130.43 \text{ kN}$ olduğundan kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

2.8.1.2 Kafes Kiriş Başlığının HE 300 A Tali Kirişine Mafsallı Birleşimi

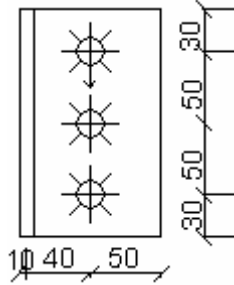


Şekil 2.12 : Kafes kiriş – Tali kiriş birleşimi

$$V_{sd} = 81.63 \text{ kN}$$

Döşeme kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 81.63 \times 5.0 = 408.15 \text{ kNm}$$



$$N_H^M = \frac{408.15}{10.0} = 40.82 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{81.63}{2} = 27.21 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{40.82^2 + 27.21^2} = 49.05 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M20 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 2.45}{1.25} = 117.6 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{30}{3 \times 22}; \frac{50}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.455$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.455 \times 51 \times 2.0 \times 0.85}{1.25} = 78.90 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(117.6; 78.90) = 78.90 \text{ kN} > 49.05 \text{ kN}$$

Korniyelerde kontrol :

$$V_{sd} = \frac{81.63}{2} = 40.82 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{408.15}{2} = 204.08 \text{ kNcm}$$

$$A_t = \frac{16 \times 1.0}{2} = 8.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,net} = \frac{16 \times 1.0}{2} - 1.5 \times 1.0 \times 2.2 = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$0.9 \times \frac{4.70}{8.00} = 0.53 < \frac{35.5}{51} \times \frac{1.25}{1.10} = 0.79 \text{ olduğundan çekme bölgesinde enkesit}$$

zayıflaması göz önüne alınmalıdır.

$$W_{pl} = \frac{1.0 \times 16^2}{4} - 2.2 \times 1.0 \times 5.0 = 53 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{53.0 \times 35.5}{1.10} = 1710.45 \text{ kNcm} > 204.80 \text{ kNcm}$$

$$A_v = 16 \times 1.0 = 16.00 \text{ cm}^2$$

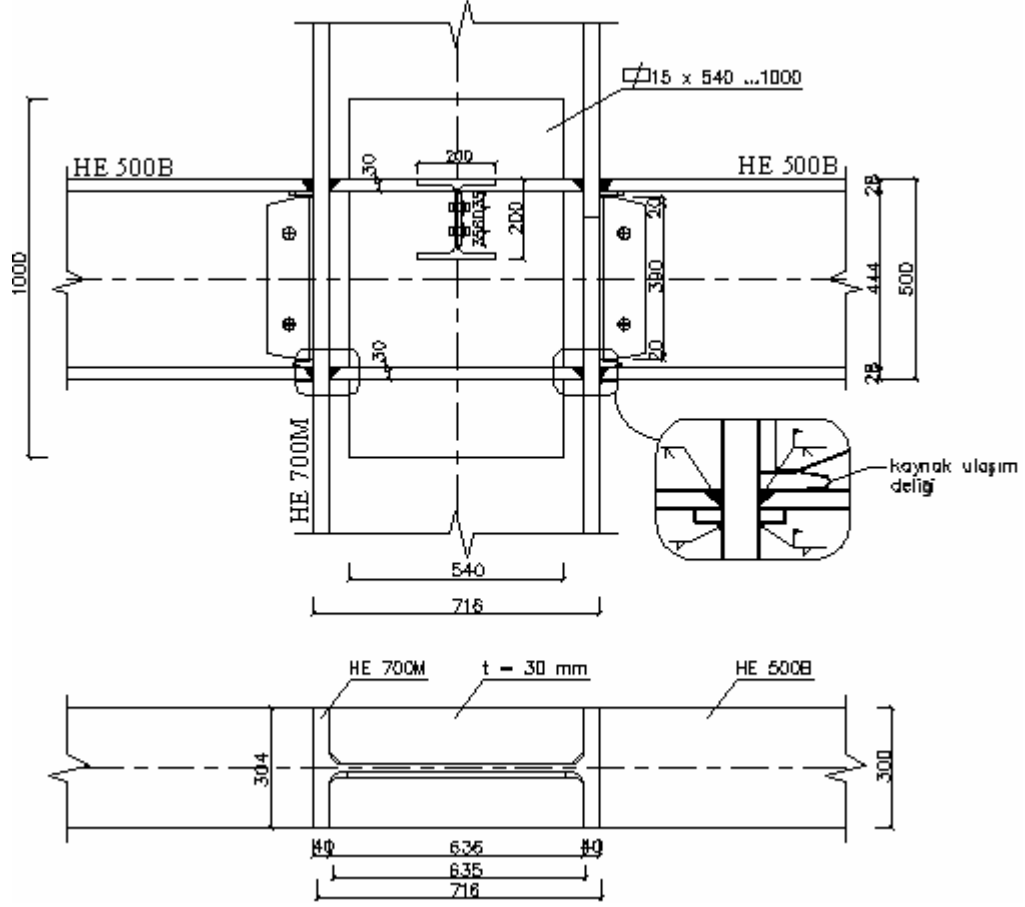
$$A_{v,net} = 16 \times 1.0 - 3 \times 1.0 \times 2.2 = 9.40 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{16.00 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.10} = 298.12 \text{ kN} > V_{sd} = 40.82 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 40.82 \text{ kN} < 0.5 \times 298.12 = 149.06 \text{ kN}$ olduğundan kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

2.8.2 Kaynaklı Kolon-Kiriş Birleşim Detay Hesabı

2.8.2.1 (HE 700 M – HE 500 B) Birleşim Detayı Hesabı



Şekil 2.13 : HE 700 M – HE 500 B Birleşimi

Kiriş-kolon birleşim bölgesinin oluşturulması için, DBYBHY 2007 Bilgilendirme Eki 4.A.2.4'te verilen ve DBYBHY Madde 4.3.4.1 (a)'da öngörüldüğü şekilde, en az 0.04 radyan *Görelî Kat Ötelemesi Açısı*'nı (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olduğu deneysel ve/veya analitik yöntemlerle kanıtlanmış olan 'Kaynaklı Kiriş-Kolon Birleşim Detayı' uygulanacaktır.

DBYBHY Madde 4.3.4.1 (c)'ye göre birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak *Ve* kesme kuvveti, plastik mafsalların kolon yüzünde oluştuğu kabulü ile aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} + 1.1 D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n}$$

Kirişin plastik moment kapasitesi ise :

$$M_{p,kiriş} = W_p \times \sigma_a = 4815 \times 35.5 = 170932.50 \text{ kNcm} = 1709.32 \text{ kNm}$$

$$V_e = 111.50 + 1.1 \times 1.1 \times \frac{(1709.32 + 1709.32)}{6.284} = 769.70 \text{ kN}$$

Bu detayda, kiriş başlıklarının kolona birleşimi, % 100 röntgen kontrolü yapılmış tam penetrasyonlu küt kaynakla sağlanmaktadır. Kiriş gövde levhası ise, kayma levhası kullanılarak küt kaynak veya köşe kaynağı ile kolona bağlanmaktadır. Şekilde gösterildiği gibi, kiriş başlıklarındaki küt kaynaklar için kaynak ulaşım deliklerine gerek olmaktadır.

Gövde levhasını kirişe birleştiren kaynakların kontrolü :

Kaynak kalınlığını;

$$3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}$$

$$3 \leq a \leq 0.7 \times 14.5 = 10.15$$

Buradan $a = 10$ mm seçilir.

$$\text{Kaynak alanı : } A_k = 1.0 \times 39.0 = 39.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kaynak atalet momenti : } I_k = \frac{1 \times 39^3}{12} = 4943.25 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{kaynak} = \frac{769.70}{39.0} = 19.40 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 769.70 \times 7 = 5387.9 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \times y = \frac{5387.90}{4943.25} \times \frac{39}{2} = 21.0 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{19.40^2 + 21.00^2} = 28.50 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2$$

o DBYBHY Madde 4.3.4.3'e göre kayma bölgesinin boyutlandırılması:

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \times \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) = 0.8 \times 2 \times \left(1709.32 \left(\frac{1}{0.50} - \frac{1}{5.00} \right) \right) = 4922.84 \text{ kN}$$

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times d_c \times t_p \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p} \right) = 0.6 \times 35.5 \times 71.6 \times 2.10 \times \left(1 + \frac{3 \times 30.4 \times 4.00^2}{50 \times 71.6 \times 2.10} \right) = 3824.30$$

Bu durumda DBYBHY Madde 4.3.4.3(b)'de verilen $V_p \geq V_{ke}$ şartının sağlanabilmesi için DBYBHY Madde 4.3.4.3(c)'de verilen koşula uyularak kayma bölgesine takviye levhaları konulur.

DBYBHY Madde 4.3.4.3(c)'ye göre takviye levhalarının kalınlığı $t_{\min} \geq \frac{u}{180}$ şartına uyularak seçilir.

$t_{levha} = 15 \text{ mm}$ için ;

$$t_p = 1.50 + 2.10 = 3.60 \text{ cm}$$

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times d_c \times t_p \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p} \right) = 0.6 \times 35.5 \times 71.6 \times 3.60 \times \left(1 + \frac{3 \times 30.4 \times 4.00^2}{50 \times 71.6 \times 3.60} \right) = 6111.91$$

Kolon – Kiriş birleşiminde, kayma bölgesi iki taraflı 15 mm'lik levhalarla takviye edilerek kayma bölgesinin yeterli dayanıma sahip olması sağlanmıştır.

o DBYBHY Madde 4.3.4.4'e göre süreklilik levhası kontrolü :

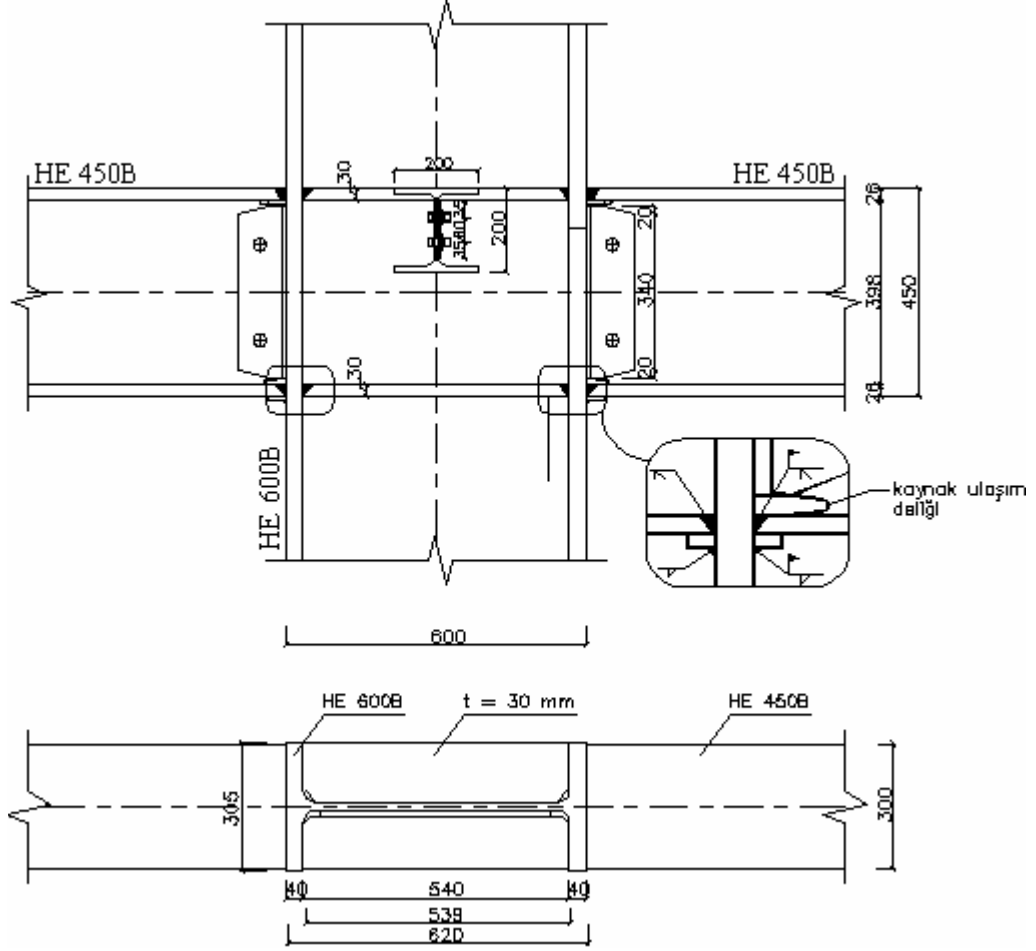
$$t_{cf} \geq 0.54 \times \sqrt{b_{bf} \times t_{bf}} \quad \text{ve} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

olması durumunda süreklilik levhaları kullanılmayabilir.

$$4.00 < 0.54 \times \sqrt{30 \times 2.80} = 4.95 \quad \text{ve} \quad 4.00 < \frac{30.00}{6} = 5.00$$

bu koşullar sağlanmadığından süreklilik levhalarına gerek olmaktadır. Süreklilik levhalarının kalınlığı $t = 30 \text{ mm}$ olarak seçilmiş ve böylece kiriş başlık kalınlığından ($t_{bf} = 28 \text{ mm}$) daha az olmaması sağlanmıştır.

2.8.2.2 (HE 600 B – HE 450 B) Detay Hesabı



Şekil 2.14 : HE 600 B – HE 450 B Birleşimi

Kiriş-kolon birleşim bölgesinin oluşturulması için, DBYBHY 2007 Bilgilendirme Eki 4.A.2.4'te verilen ve DBYBHY Madde 4.3.4.1 (a)'da öngörüldüğü şekilde, en az 0.04 radyan *Görelî Kat Ötelemesi Açısı*'nı (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olduğu deneysel ve/veya analitik yöntemlerle kanıtlanmış olan 'Kaynaklı Kiriş-Kolon Birleşim Detayı' uygulanacaktır.

DBYBHY Madde 4.3.4.1 (c)'ye göre birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti, plastik mafsalların kolon yüzünde oluştuğu kabulü ile aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} + 1.1 D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n}$$

Kirişin plastik moment kapasitesi ise :

$$M_{p,kiriş} = W_p \times \sigma_a = 3982 \times 35.5 = 141361 \text{ kNcm} = 1413.61 \text{ kNm}$$

$$V_e = 96.47 + 1.1 \times 1.1 \times \frac{(1413.61 + 1413.61)}{6.40} = 631.0 \text{ kN}$$

Bu detayda, kiriş başlıklarının kolona birleşimi, % 100 röntgen kontrolü yapılmış tam penetrasyonlu küt kaynakla sağlanmaktadır. Kiriş gövde levhası ise, kayma levhası kullanılarak küt kaynak veya köşe kaynağı ile kolona bağlanmaktadır. Şekilde gösterildiği gibi, kiriş başlıklarındaki küt kaynaklar için kaynak ulaşım deliklerine gerek olmaktadır.

Gövde levhasını kirişe birleştiren kaynakların kontrolü :

Kaynak kalınlığını;

$$3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}$$

$$3 \leq a \leq 0.7 \times 14.0 = 9.80$$

Buradan $a = 9.5 \text{ mm}$ seçilir.

$$\text{Kaynak alanı : } A_k = 0.95 \times 34 = 33.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kaynak atalet momenti : } I_k = \frac{0.95 \times 34^3}{12} = 3275.40 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{kaynak} = \frac{631.0}{33.30} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 631.0 \times 7 = 4417.00 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \times y = \frac{4417.00}{3275.40} \times \frac{34}{2} = 22.90 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{18.70^2 + 22.90^2} = 29.0 \text{ kN/cm}^2 \approx 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2$$

DBYBHY Madde 4.3.4.3'e göre kayma bölgesinin boyutlandırılması:

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \times \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) = 0.8 \times \left(1413.61 \left(\frac{1}{0.45} - \frac{1}{4.00} \right) \right) = 2230.36 \text{ kN}$$

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times d_c \times t_p \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p} \right) = 0.6 \times 35.5 \times 60 \times 1.55 \times \left(1 + \frac{3 \times 30 \times 3.00^2}{45 \times 60 \times 1.55} \right) = 2364.3$$

kN

$$V_{ke} = 2230.36 \text{ kN} \leq V_p = 2364.3 \text{ kN}$$

Bu durumda DBYBHY 2007 Madde 4.3.4.3(b)'de verilen şart sağlanmıştır ve takviye levhası koyulmasına gerek yoktur.

DBYBHY Madde 4.3.4.4'e göre süreklilik levhası kontrolü :

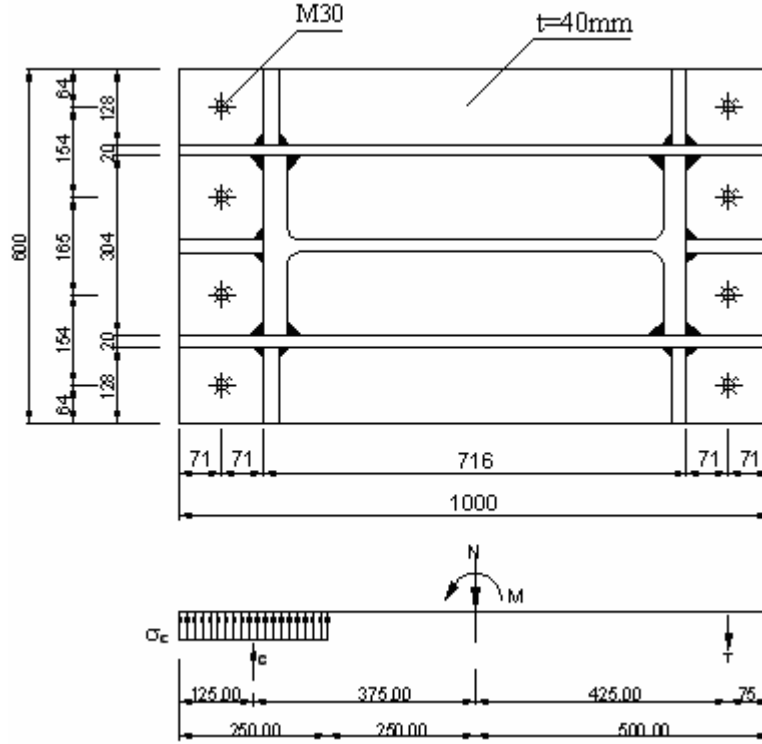
$$t_{cf} \geq 0.54 \times \sqrt{b_{bf} \times t_{bf}} \quad \text{ve} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

olması durumunda süreklilik levhaları kullanılmayabilir.

$$3.00 < 0.54 \times \sqrt{30 \times 2.60} = 4.77 \quad \text{ve} \quad 3.00 < \frac{30.00}{6} = 5.00$$

bu koşullar sağlanmadığından süreklilik levhalarına gerek olmaktadır. Süreklilik levhalarının kalınlığı $t = 30$ mm olarak seçilmiş ve böylece kiriş başlık kalınlığından ($t_{bf} = 26$ mm) daha az olmaması sağlanmıştır.

2.8.3 Ankastre Kolon Ayağı Detay Hesabı [11]



Şekil 2.15 : Ankastre Kolon Ayağı Birleşimi

Sistemde, B2 kolonunun temel bağlantı detayı tasarımı yapılacaktır.

Kolonların temele bağlantısı ankastre olarak tasarlanmıştır.

Kolonun boyutlandırılmasında esas alınan en elverişsiz yük etkileri :

Boyutlandırma yük kombinasyonu : $1.35DL+1.35LL3-1.35W_x$

$$M = 22398.10 \text{ kNcm}$$

$$N = 4614.50 \text{ kN}$$

$$V = 53.10 \text{ kN}$$

Eğilme momenti ve aksel kuvvet etkisinden dolayı, kolon tabanında oluşana çekme kuvveti T, basınç kuvveti C olmak üzere,

$$T = \frac{223.98 - 4614.50 \times 0.375}{0.375 + 0.425} < 0$$

$$C = \frac{223.98 + 4614.50 \times 0.425}{0.425 + 0.375} = 2731.40 \text{ kN}$$

$T < 0$ olduğundan levhada çekme gerilmesi oluşmamaktadır.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_1 = \frac{4614.50}{60 \times 100} + \frac{22398.10}{\frac{60 \times 100^2}{6}} = 0.99 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{4614.50}{60 \times 100} - \frac{22398.10}{\frac{60 \times 100^2}{6}} = 0.55 \text{ kN/cm}^2$$

beton basınç gerilmesi,

$$\sigma_c = 0.93 \text{ kN/cm}^2$$

Beton basınç gerilmesinden dolayı taban levhasının eğilmesinden meydana gelen normal gerilme

$$m = \frac{0.93 \times 12.80 \times 14.20}{4.02} = 42.05 \text{ kNcm/cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{42.05}{\frac{1 \times 4.0^2}{6}} = 15.77 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 21 = 24.15 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{em}$$

olmaktadır.

Kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki gerilmelerin kontrolü :

$$N_d = -4614.50 \text{ kN} \quad , \quad M_d = 22398.10 \text{ kNcm}$$

$$P_u = \frac{N}{4} + \frac{M}{2 \times (h - t_{cf})} = \frac{4614.50}{4} + \frac{22398.10}{2 \times (71.6 - 4.0)} = 1320.0 \text{ kN}$$

kaynak gerilmesi:

$$\tau_k = \frac{1320.0}{2 \times 1.0 \times (45.0 - 2 \times 1.0)} = 15.35 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 17 = 19.55 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{k,em}$$

o DBYBHY 2007 Madde 4.9.1'de, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesinin aşağıda verilen kuvvetlerden küçük olamı sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

a-) Temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin $1.1D_a$ katından oluşan eğilme momenti ve aksenal kuvvet

b-) Arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

a-) Kolonun eğilme momenti ve aksenal kuvvet kapasitesi:

$$M_p = W_{xp} \times \sigma_a = 10540 \times 35.5 = 374170.00 \text{ kNcm}$$

$$N_p = A \sigma_a = 383 \times 35.5 = 13596.50 \text{ kN}$$

$$1.1D_a \times M_p = 1.1 \times 1.1 \times 374170.0 = 452745.70 \text{ kNcm}$$

$$1.1D_a \times N_p = 1.1 \times 1.1 \times 13596.50 = 16451.75 \text{ kN}$$

$$b) N = 5243.76 \text{ kN} \quad , \quad M = 10992.10 \text{ kNcm}$$

Bu durumda temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi,

$$N = 5243.76 \text{ kN} \quad , \quad M = 10992.10 \text{ kNcm}$$

kuvvetlerine göre kontrol edilecektir.

$$T = \frac{109.92 - 5243.76 \times 0.375}{0.375 + 0.425} < 0$$

$$C = \frac{109.92 + 5243.76 \times 0.425}{0.425 + 0.375} = 2923.15 \text{ kN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_1 = \frac{5243.76}{60 \times 100} + \frac{10992.10}{\frac{60 \times 100^2}{4}} = 0.95 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{5243.76}{60 \times 100} - \frac{10992.10}{\frac{60 \times 100^2}{4}} = 0.80 \text{ kN/cm}^2$$

beton basınç gerilmesi,

$$\sigma_c = 0.93 \text{ kN/cm}^2$$

Beton basınç gerilmesinden dolayı taban levhasının eğilmesinden meydana gelen normal gerilme

$$m = \frac{0.93 \times 12.80 \times 14.10}{4.02} = 41.75 \text{ kNcm/cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{41.75}{\frac{1 \times 4.0^2}{4}} = 10.44 \text{ kN/cm}^2 < 35.5 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_a$$

olmaktadır.

Kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki gerilmelerin kontrolü :

$$N_d = -4614.50 \text{ kN} \quad , \quad M_d = 22398.10 \text{ kNcm}$$

$$P_u = \frac{N}{4} + \frac{M}{2 \times (h - t_{cf})} = \frac{5243.76}{4} + \frac{10992.10}{2 \times (71.6 - 4.0)} = 1392.25 \text{ kN}$$

kaynak gerilmesi:

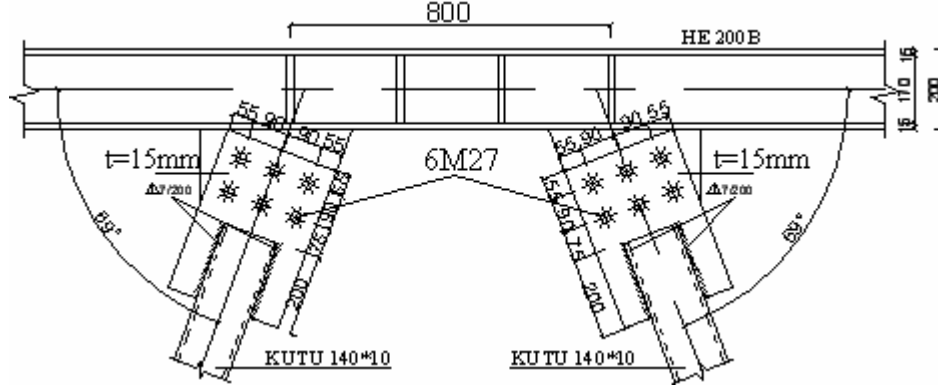
$$\tau_k = \frac{1392.25}{2 \times 1.0 \times (45.0 - 2 \times 1.0)} = 15.82 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 17 = 19.55 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{k,em}$$

şeklinde kapasite kontrolleri de sağlanmış olur.

2.8.4 Çapraz - Kiriş Birleşim Detayının Hesabı [10]

DBYBHY 2007 Madde 4.8.7'ye göre süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çapraz elemanlarının bağ kirişleri olan birleşim detayı, Madde 4.8.6.2'ye göre arttırılmış iç kuvvetlere göre yapılacaktır.

2.8.4.1 HE 200 B – Kutu 140-140-10 Çapraz Elemanın Birleşim Hesabı



Şekil 2.16 : İlk 5 Katta Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi

Kiriş kesiti : HE 200 B

Çapraz eleman kesiti : Kutu 140-140-10

Çapraz elmanın kirişi olan birleşimi, kiriş başlığına kaynaklanan levhaya çapraz elemana kaynaklanan levhanın bulonla birleştirilmesiyle teşkil edilecektir.

En büyük eksenel kuvvetin olduğu 3. kat çapraz elemanlarında,

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.87 \times 222.41 + 27.56 = 599.43 \text{ kN}$$

olmaktadır ve tasarım bu kuvvete göre yapılacaktır.

Birleşimde 6 adet M27 (10.9) bulon kullanılacaktır.

- Bulonların kontrolü

1 adet M 27 bulonun taşıma kapasitesi :

$$N_{em} = 1.15 \times 2.7 \times 1.50 \times 28.0 = 130.40 \text{ kN}$$

$6 \times 130.40 = 782.40 \text{ kN} > 599.43 \text{ kN}$ olarak bulonların yeterli olduğu belirlenir.

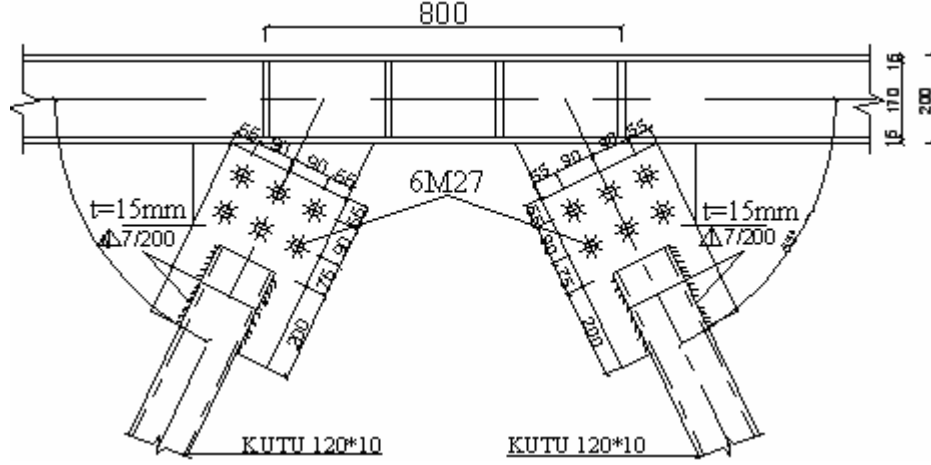
- Kaynakların kontrolü

$$A_k = 4 \times 0.7 \times (20 - 2 \times 0.7) = 52.10 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{604.20}{52.10} = 11.60 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 17.0 = 19.55 \text{ kN/cm}^2$$

olarak kaynakların yeterli olduğu belirlenir.

2.8.4.2 Son 5 Kat (6, 7, 8, 9 ve 10. Katlar) Çapraz Elemanın Birleşim Hesabı



Şekil 2.17 : Son 5 Katta Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi

Kiriş kesiti : HE 200 B

Çapraz eleman kesiti : Kutu 120-120-10

Çapraz elmanın kirişi olan birleşimi, kiriş başlığına kaynaklanan levhaya çapraz elemana kaynaklanan levhanın bulonla birleştirilmesiyle teşkil edilecektir.

En büyük aksenal kuvvetin olduğu 6. kat çapraz elemanlarında,

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.21 \times 172.97 + 39.74 = 565.35 \text{ kN}$$

olmaktadır ve tasarım bu kuvvete göre yapılacaktır.

Birleşimde 6 adet M27 (10.9) bulon kullanılacaktır.

- Bulonların kontrolü

1 adet M 27 bulonun taşıma kapasitesi :

$$N_{em} = 1.15 \times 2.7 \times 1.50 \times 28.0 = 130.40 \text{ kN}$$

$6 \times 130.40 = 782.40 \text{ kN} > 567.35 \text{ kN}$ olarak bulonların yeterli olduğu belirlenir.

- Kaynakların kontrolü

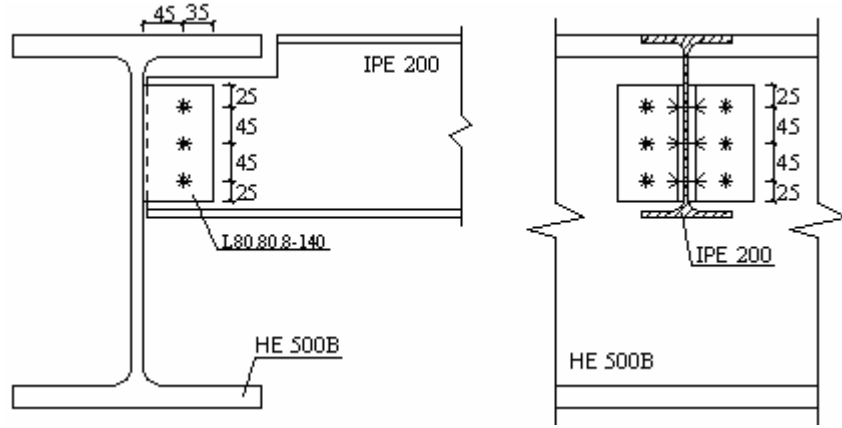
$$A_k = 4 \times 0.7 \times (20 - 2 \times 0.7) = 52.10 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{570.70}{52.10} = 10.95 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 17.0 = 19.55 \text{ kN/cm}^2$$

olarak kaynakların yeterli olduğu belirlenir.

2.8.5 Tali Kirişlerin Ana Kirişlere Mafsallı Birleşimi

2.8.5.1 İlk 5 Kat Tali Kirişlerinin Ana Kirişlere Mafsallı Birleşimi

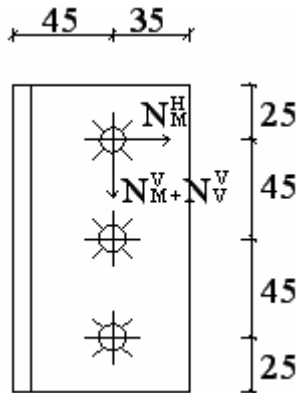


Şekil 2.18 : Ana Kiriş – Döşeme Kirişi Birleşimi

$$V_{sd} = 27.26 \text{ kN}$$

Döşeme kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 27.26 \times 4.5 = 122.67 \text{ kNcm}$$



$$N_H^M = \frac{122.67}{9.0} = 13.63 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{27.26}{3} = 9.09 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{13.63^2 + 9.09^2} = 16.38 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M16 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 1.57}{1.25} = 75.36 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{25}{3 \times 18}; \frac{45}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.463$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.463 \times 51 \times 1.6 \times 1.45}{1.25} = 109.56 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(75.36; 109.56) = 75.36 \text{ kN} > 16.18 \text{ kN}$$

Korniyelerde kontrol :

$$V_{sd} = \frac{27.26}{2} = 13.63 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{122.67}{2} = 61.34 \text{ kNcm}$$

$$A_t = \frac{14 \times 0.8}{2} = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,net} = \frac{14 \times 0.8}{2} - 1.5 \times 0.8 \times 1.8 = 3.44 \text{ cm}^2$$

$$0.9 \times \frac{3.44}{5.60} = 0.55 < \frac{35.5}{51} \times \frac{1.25}{1.10} = 0.79 \text{ olduğundan çekme bölgesinde enkesit}$$

zayıflaması göz önüne alınmalıdır.

$$W_{pl} = \frac{0.8 \times 14^2}{4} - 1.8 \times 0.8 \times 4.5 = 32.72 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{32.72 \times 35.5}{1.10} = 1055.96 \text{ kNcm} > 61.34 \text{ kNcm}$$

$$A_v = 14 \times 0.8 = 11.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,net} = 14 \times 0.8 - 3 \times 0.8 \times 1.8 = 6.88 \text{ cm}^2$$

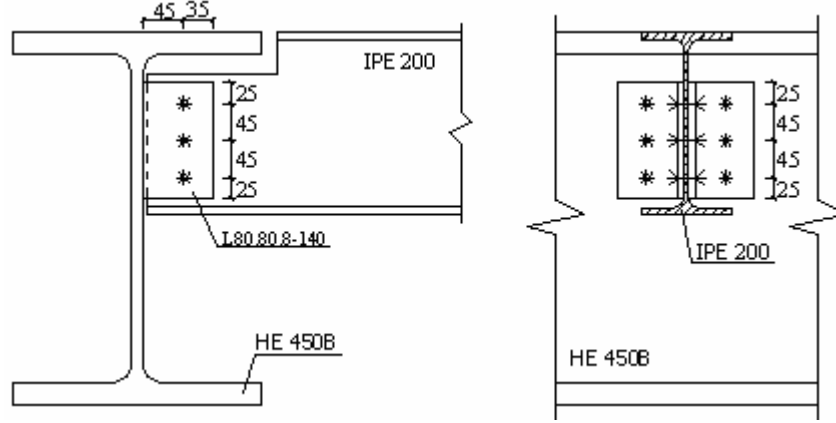
$$\frac{6.88}{11.20} \cong 0.67 \cong \frac{35.5}{51} \text{ olduğundan enkesit zayıflamasından dolayı kesme kuvveti}$$

alanında indirgeme yapılmayabilir.

$$V_{pl} = \frac{11.20 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.10} = 208.69 \text{ kN} > V_{sd} = 13.63 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 13.63 \text{ kN} < 0.5 \times 208.69 = 104.35 \text{ kN}$ olduğundan kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

2.8.5.2 Son 5 Kat Tali Kirişlerinin Ana kirişlere Mafsallı Birleşimi

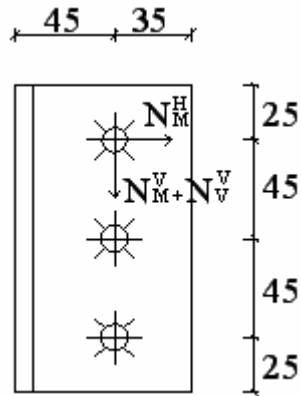


Şekil 2.19 : Ana Kiriş – Döşeme Kirişi Birleşimi (2)

$$V_{sd} = 27.69 \text{ kN}$$

Döşeme kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 27.69 \times 4.5 = 124.61 \text{ kNm}$$



$$N_H^M = \frac{124.61}{9.0} = 13.85 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{27.69}{3} = 9.23 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{13.85^2 + 9.23^2} = 16.64 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M16 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 1.57}{1.25} = 75.36 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{25}{3 \times 18}; \frac{45}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.463$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.463 \times 51 \times 1.6 \times 1.4}{1.25} = 105.80 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(75.36; 105.80) = 75.36 \text{ kN} > 16.18 \text{ kN}$$

Korniyelerde kontrol :

$$V_{sd} = \frac{27.69}{2} = 13.85 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{124.61}{2} = 62.31 \text{ kNcm}$$

$$A_t = \frac{14 \times 0.8}{2} = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,net} = \frac{14 \times 0.8}{2} - 1.5 \times 0.8 \times 1.8 = 3.44 \text{ cm}^2$$

$$0.9 \times \frac{3.44}{5.60} = 0.55 < \frac{35.5}{51} \times \frac{1.25}{1.10} = 0.79 \text{ olduğundan çekme bölgesinde enkesit}$$

zayıflaması göz önüne alınmalıdır.

$$W_{pl} = \frac{0.8 \times 14^2}{4} - 1.8 \times 0.8 \times 4.5 = 32.72 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{32.72 \times 35.5}{1.10} = 1055.96 \text{ kNcm} > 62.31 \text{ kNcm}$$

$$A_v = 14 \times 0.8 = 11.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,net} = 14 \times 0.8 - 3 \times 0.8 \times 1.8 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$\frac{6.88}{11.20} \cong 0.67 \cong \frac{35.5}{51} \text{ olduğundan enkesit zayıflamasından dolayı kesme kuvveti}$$

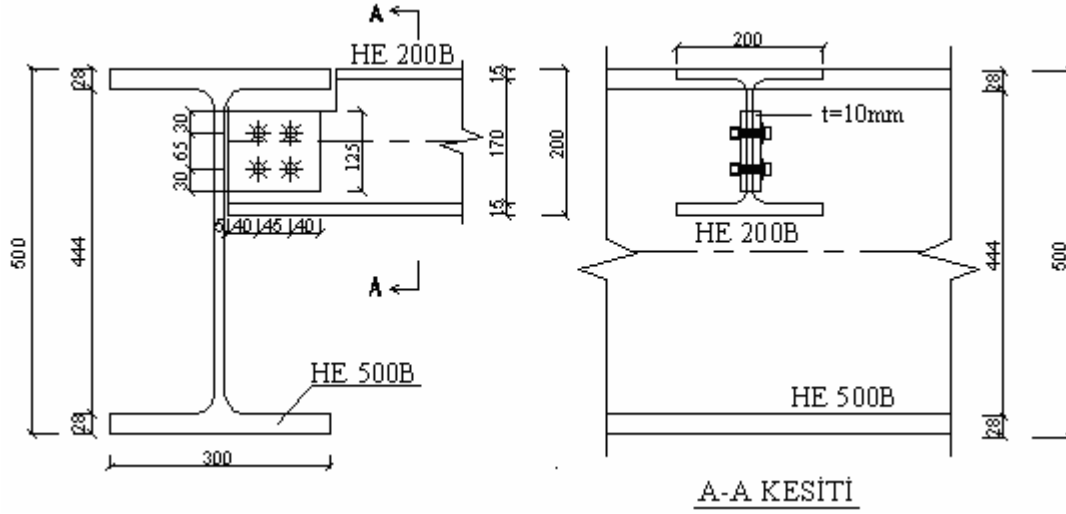
alanında indirgeme yapılmayabilir.

$$V_{pl} = \frac{11.20 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.10} = 208.69 \text{ kN} > V_{sd} = 13.85 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 13.85 \text{ kN} < 0.5 \times 208.69 = 104.35 \text{ kN}$ olduğundan kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

2.8.6 Çaprazların Bağlandığı Kirişlerinin Ana Kirişlere Birleşimi

2.8.6.1 İlk 5 Katta Çaprazların Bağlandığı Kirişlerinin Ana Kirişlere Birleşimi

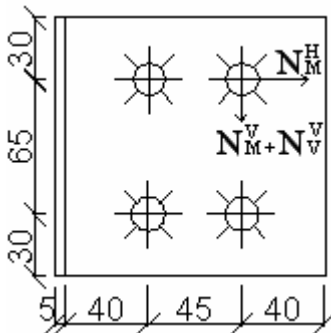


Şekil 2.20 : Ana Kiriş – Çaprazların Bağlandığı Döşeme Kirişi Birleşimi

$$V_{sd} = 204.35 \text{ kN}$$

Döşeme kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 204.35 \times \left(4.5 + \frac{4.5}{2} \right) = 1379.4 \text{ kNcm}$$



$$N_H^M = \frac{1379.4}{6.5 \times 2} = 106 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{204.35}{4} = 51 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{106^2 + 51^2} \cong 117.5 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M20 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 2.45}{1.25} = 117.6 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{30}{3 \times 22}; \frac{65}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.455$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.455 \times 51 \times 2.0 \times 1.45}{1.25} = 134.56 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(117.6; 134.56) = 117.60 \text{ kN} > 117.5 \text{ kN}$$

Gövde levhasını kirişe birleştiren kaynakların kontrolü :

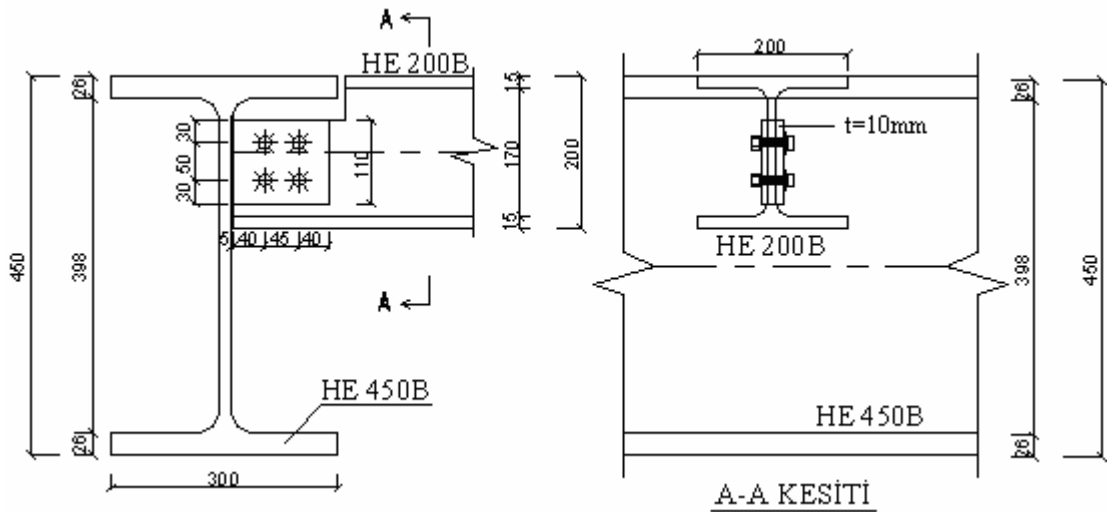
Kaynak kalınlığını;

$$a = t_{\min} = 10 \text{ mm seçilir.}$$

$$\text{Kaynak alanı : } A_k = 2 \times 1.0 \times 12.5 = 25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{kaynak} = \frac{204.35}{25} = 8.17 \text{ kN/cm}^2 < \frac{51}{\sqrt{3} \times 0.90 \times 1.25} = 26.17 \text{ kN/cm}^2$$

2.8.6.2 Son 5 Katta Çaprazların Bağlandığı Kirişlerinin Ana Kirişlere Birleşimi

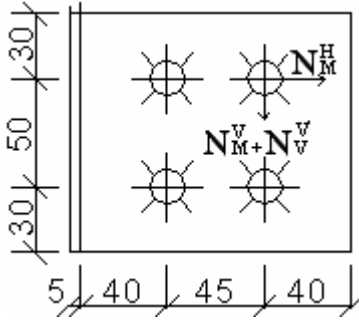


Şekil 2.21 : Ana Kiriş – Çaprazların Bağlandığı Döşeme Kirişi Birleşimi (2)

$$V_{sd} = 147.58 \text{ kN}$$

Döşeme kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 147.58 \times \left(4.5 + \frac{4.5}{2} \right) = 966.17 \text{ kNcm}$$



$$N_H^M = \frac{966.17}{5.0 \times 2} = 96.62 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{147.58}{4} = 36.90 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{96.62^2 + 36.9^2} = 103.43 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M20 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 2.45}{1.25} = 117.6 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{30}{3 \times 22}; \frac{50}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.455$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.455 \times 51 \times 2.0 \times 1.40}{1.25} = 129.94 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(117.6; 129.94) = 117.60 \text{ kN} > 103.43 \text{ kN}$$

Gövde levhasını kirişe birleştiren kaynakların kontrolü :

Kaynak kalınlığı;

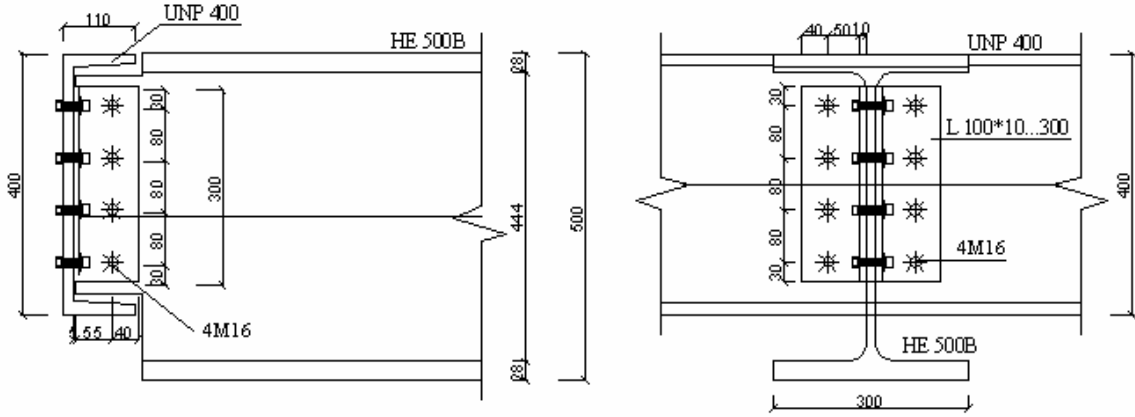
$$a = t_{\min} = 10 \text{ mm seçilir.}$$

$$\text{Kaynak alanı : } A_k = 2 \times 1.0 \times 11 = 22 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{kaynak} = \frac{147.58}{22.0} = 6.71 \text{ kN/cm}^2 < \frac{51}{\sqrt{3} \times 0.90 \times 1.25} = 26.17 \text{ kN/cm}^2$$

2.8.7 Alın kirişlerinin Ana Kirişe Birleşimi

2.8.7.1 İlk 5 Kat Alın kirişinin Ana Kirişe Birleşimi

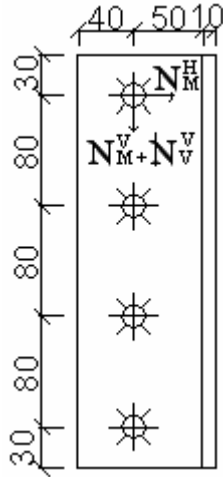


Şekil 2.22 : Ana Kiriş – Alın Kirişi Birleşimi

$$V_{sd} = 30.69 \text{ kN}$$

Alın kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 30.69 \times 6.0 = 184.14 \text{ kNm}$$



$$N_H^M = \frac{184.14}{24} = 7.67 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{30.69}{4} = 7.67 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{7.67^2 + 7.67^2} = 10.85 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M16 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 1.57}{1.25} = 75.36 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{30}{3 \times 18}; \frac{80}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.555$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.555 \times 51 \times 1.6 \times 1.45}{1.25} = 131.34 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(75.36; 131.34) = 75.36 \text{ kN} > 10.85 \text{ kN}$$

Korniyelerde kontrol :

$$V_{sd} = \frac{30.69}{2} = 15.35 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{184.14}{2} = 92.07 \text{ kNcm}$$

$$A_t = \frac{30 \times 1.0}{2} = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,net} = \frac{30 \times 1.0}{2} - 1.5 \times 1.0 \times 1.8 = 12.3 \text{ cm}^2$$

$$0.9 \times \frac{12.30}{15.00} = 0.74 < \frac{35.5}{51} \times \frac{1.25}{1.10} = 0.79 \text{ olduğundan çekme bölgesinde enkesit}$$

zayıflaması göz önüne alınmalıdır.

$$W_{pl} = \frac{1.0 \times 30^2}{4} - 1.8 \times 1.0 \times 8.0 = 210.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{210.6 \times 35.5}{1.10} = 6796.64 \text{ kNcm} > 92.07 \text{ kNcm}$$

$$A_v = 30 \times 1.0 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,net} = 30 - 4 \times 1.0 \times 1.8 = 22.80 \text{ cm}^2$$

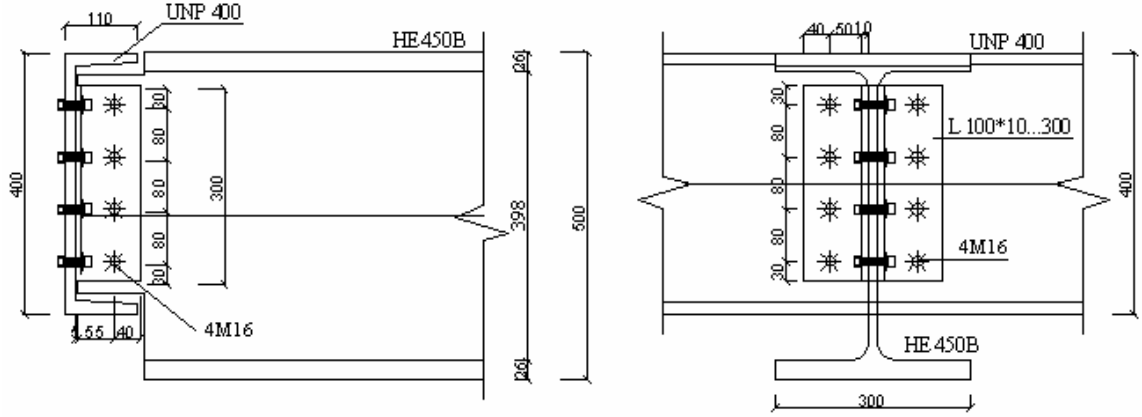
$$\frac{22.80}{30.0} = 0.76 > \frac{35.5}{51} = 0.69 \text{ olduğundan enkesit zayıflamasından dolayı kesme}$$

kuvvetinde indirgeme yapılmasına gerek yoktur.

$$V_{pl} = \frac{30 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.10} = 559.0 \text{ kN} > V_{sd} = 15.35 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 15.35 \text{ kN} < 0.5 \times 559.0 = 279.5 \text{ kN}$ olduğundan kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

2.8.7.2 Son 5 Kat Alın kirişinin Ana Kirişe Birleşimi

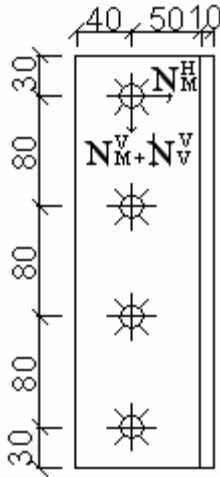


Şekil 2.23 : Ana Kiriş – Alın Kirişi Birleşimi (2)

$$V_{sd} = 30.70 \text{ kN}$$

Alın kirişi gövdesinde bir bulona gelen kuvvet (çift tesirli) :

$$M_{sd} = 30.70 \times 6.0 = 184.20 \text{ kNcm}$$



$$N_H^M = \frac{184.20}{24} = 7.68 \text{ kN}$$

$$N_V^M = 0$$

$$N_V^V = \frac{30.70}{4} = 7.68 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{7.67^2 + 7.67^2} = 10.86 \text{ kN}$$

Bir bulonun makaslama yüzeyindeki makaslama dayanımı M16 (5.6) :

$$F_{V,Rd} = \frac{2 \times 0.6 \times 50 \times 1.57}{1.25} = 75.36 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad \alpha = \min \left[\frac{30}{3 \times 18}; \frac{80}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{50}{51}; 1 \right] = 0.555$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.555 \times 51 \times 1.6 \times 1.40}{1.25} = 126.81 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(75.36; 126.81) = 75.36 \text{ kN} > 10.85 \text{ kN}$$

Korniyelerde kontrol :

$$V_{sd} = \frac{30.70}{2} = 15.35 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{184.20}{2} = 92.10 \text{ kNcm}$$

$$A_t = \frac{30 \times 1.0}{2} = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,net} = \frac{30 \times 1.0}{2} - 1.5 \times 1.0 \times 1.8 = 12.3 \text{ cm}^2$$

$$0.9 \times \frac{12.30}{15.00} = 0.74 < \frac{35.5}{51} \times \frac{1.25}{1.10} = 0.79 \text{ olduğundan çekme bölgesinde enkesit}$$

zayıflaması göz önüne alınmalıdır.

$$W_{pl} = \frac{1.0 \times 30^2}{4} - 1.8 \times 1.0 \times 8.0 = 210.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{210.6 \times 35.5}{1.10} = 6796.64 \text{ kNcm} > 92.10 \text{ kNcm}$$

$$A_v = 30 \times 1.0 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,net} = 30 - 4 \times 1.0 \times 1.8 = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$\frac{22.80}{30.0} = 0.76 > \frac{35.5}{51} = 0.69 \text{ olduğundan enkesit zayıflamasından dolayı kesme}$$

kuvvetinde indirgeme yapılmasına gerek yoktur.

$$V_{pl} = \frac{30 \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.10} = 559.0 \text{ kN} > V_{sd} = 15.35 \text{ kN}$$

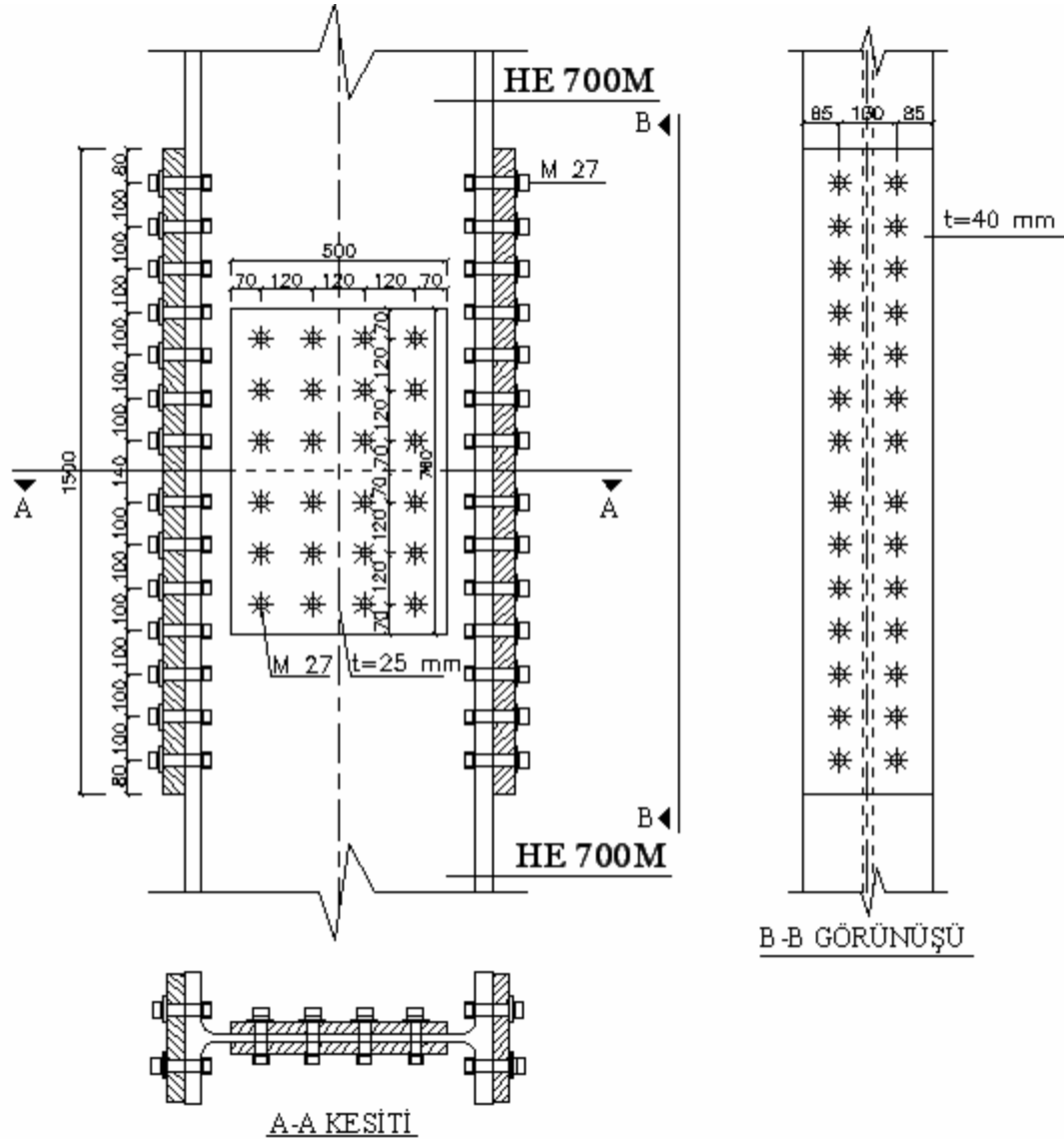
$V_{sd} = 15.35 \text{ kN} < 0.5 \times 559.0 = 279.5 \text{ kN}$ olduğundan kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek yoktur.

2.8.8 Kolon Ek Hesabı

2.8.8.1 (HE 700 M - HE 700 M) Eki Hesabı

10 katlı, 43.5 m yüksekliğinde olan yapının 12. m kotunda, HE 700 M kolon profilinde ek yapılmıştır.

DBYBHY 2007 Madde 4.3.5.3'de, kolon ve kiriş eklerinin eğilme kapasitesinin, eklenen elemanın eğilme kapasitesinden az olmaması gerektiği ve ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin aksenal kuvvet kapasiteleri, arttırılmış yükleme durumları ile hesaplanan aksenal basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olması gerektiği belirtilmektedir.



Şekil 2.24 : HE 700 M – HE 700 M Kolon Eki

Bu durumda eklenen eleman HE 700M

$$M_p = W_p \times \sigma_a = 10540 \times 35.5 = 374170 \text{ kNcm}$$

o Başlık ve Gövde Ek Levhaları :

Başlık ek levhaları :

$$A_{b,ek} = 30.4 \times 5.0 = 152.00 \text{ cm}^2 > A_{b,profil} = 30.4 \times 4.0 = 121.60 \text{ cm}^2$$

Gövde ek levhaları :

$$A_{g,ek} = 2 \times 50 \times 3.0 = 300.00 \text{ cm}^2 > A_{g,profil} = 383.00 - 121.60 = 261.40 \text{ cm}^2$$

$$I_{b,ek} = 2 \times 5.0 \times 30.4 \times 40.8^2 = 506050.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{g,ek} = \frac{2 \times 3.0 \times 450^3}{12} = 62500 \text{ cm}^4$$

$$I_{ek} = I_{b,ek} + I_{g,ek} = 506050.56 + 62500 = 568550.56 \text{ cm}^4$$

$$M_b = M \times \frac{I_{b,ek}}{I_{ek}} = 374170 \times \frac{506050.56}{568550.56} = 333038.0 \text{ kNcm}$$

$$M_g = M \times \frac{I_{g,ek}}{I_{ek}} = 374170 \times \frac{62500}{568550.56} = 41132 \text{ kNcm}$$

- Başlık Bulonlarının Kontrolü M27 (10.9) :

$$N_b = \frac{M_b}{h} = \frac{333038.0}{71.6} = 4651.30 \text{ kN}$$

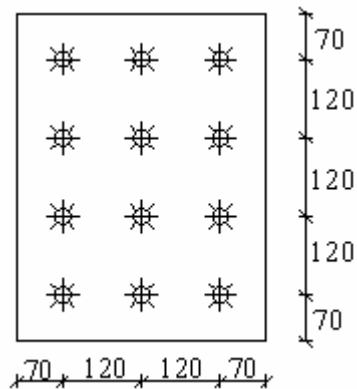
DBYBHY'e göre bir adet M27 (10.9) bulonun taşıma kapasitesi :

$$1.7 \times 197 = 334.90 \text{ kN}$$

$$14 \times 334.90 = 4688.60 \text{ kN} > 4651.30 \text{ kN}$$

- Gövde Bulonlarının Kontrolü M27 (10.9) :

$$M_g = M \times \frac{I_{g,ek}}{I_{ek}} = 374170 \times \frac{62500}{568550.56} = 41132 \text{ kNcm}$$



$$\sum r_i^2 = 2 \times [(6^2) + (18^2)] + 4 \times [(6^2 + 12^2) + (12^2 + 18^2)] = 3312 \text{ cm}^2$$

$$M_{1x} = 41132 \times \frac{18}{3312} = 223.54 \text{ kN}$$

$$M_{1y} = 41132 \times \frac{12}{3312} = 149.00 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{223.54^2 + 149.00^2} = 268.65 \text{ kN}$$

Adet M 27 (10.9) bulonun kapasitesi : $1.7 \times 172.5 = 293.25 \text{ kN}$

$293.25 \text{ kN} > 268.65 \text{ kN}$

Kesme kuvveti etkisine göre kontrol :

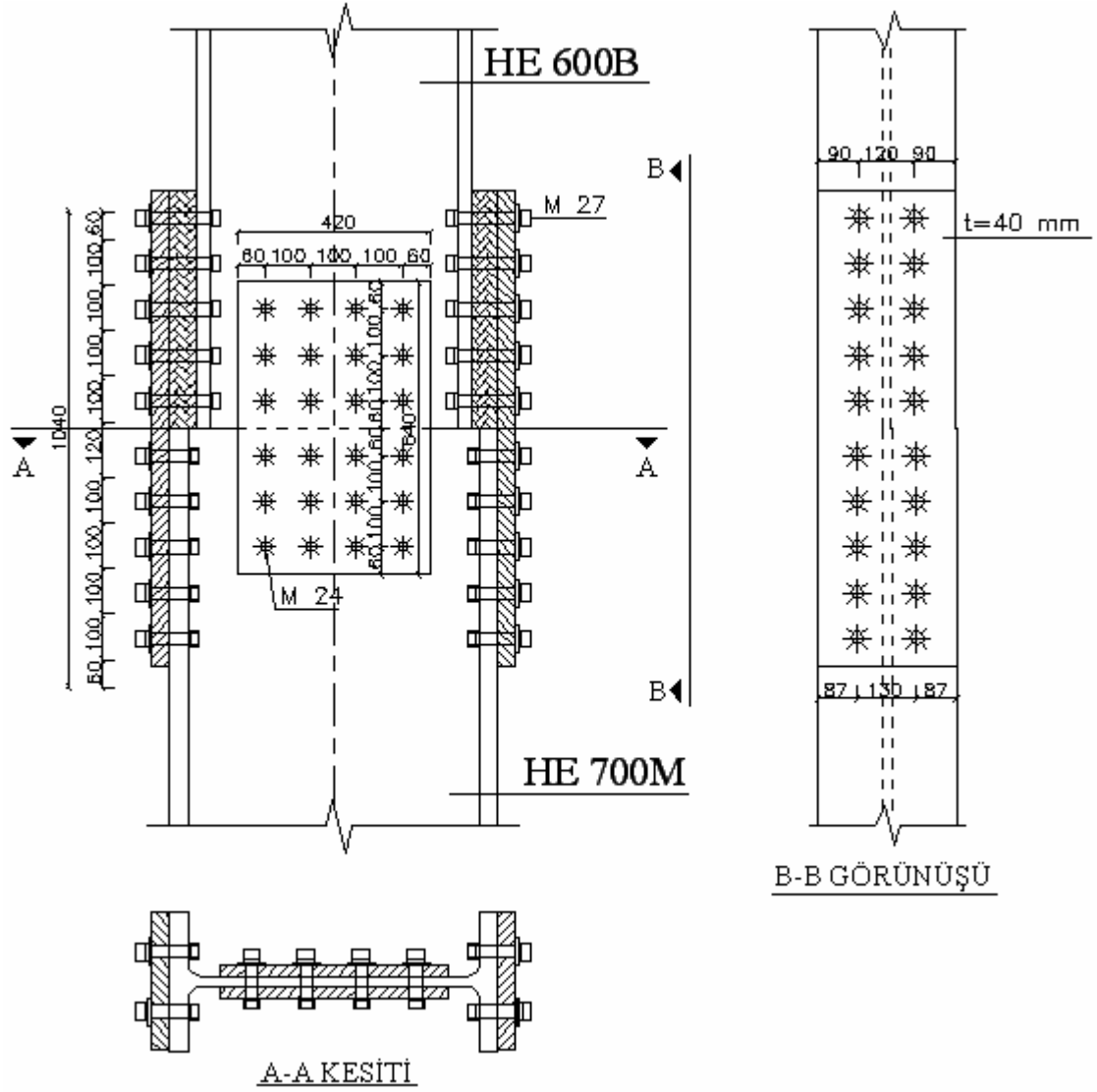
$$V_e = 51.10 + 1.1 \times 1.1 \times \frac{3741.70 + 3741.70}{5} = 1862.10 \text{ kN}$$

$12 \times 2 \times 293.25 = 7038.00 \text{ kN} > 1862.10 \text{ kN}$

2.8.8.2 (HE 700 M - HE 600 B) Eki Hesabı

10 katlı, 43.5 m yüksekliğinde olan yapıda 24. m’de, HE 700 M kolon profili ile

HE 600 B kolon profilinin birleştiği yerde kolon eki yapılmıştır.



Şekil 2.25 : HE 700 M – HE 600 B Kolon Eki

Bu durumda eklenen eleman HE 600 B

$$M_p = W_p \times \sigma_a = 6425 \times 35.5 = 228087.50 \text{ kNcm}$$

o Başlık ve Gövde Ek Levhaları :

Başlık ek levhaları :

$$A_{b,ek} = 30 \times 4.0 = 120 \text{ cm}^2 > A_{b,profil} = 30 \times 3.0 = 90 \text{ cm}^2$$

Gövde ek levhaları :

$$A_{g,ek} = 2 \times 42 \times 2.5 = 210 \text{ cm}^2 > A_{g,profil} = 270 - 90 = 180 \text{ cm}^2$$

$$I_{b,ek} = 2 \times 4.0 \times 30.0 \times 32^2 = 245760 \text{ cm}^2$$

$$I_{g,ek} = \frac{2 \times 2.5 \times 42^3}{12} = 30870 \text{ cm}^2$$

$$I_{ek} = I_{b,ek} + I_{g,ek} = 245760 + 30870 = 276630 \text{ cm}^2$$

$$M_b = M \times \frac{I_{b,ek}}{I_{ek}} = 228087.50 \times \frac{245760}{276630} = 202634.50 \text{ kNcm}$$

$$M_g = M \times \frac{I_{g,ek}}{I_{ek}} = 228087.50 \times \frac{30870}{276630} = 25453 \text{ kNcm}$$

- Başlık Bulonlarının Kontrolü M27 (10.9) :

$$N_b = \frac{M_b}{h} = \frac{202634.50}{71.6} = 2830.0 \text{ kN}$$

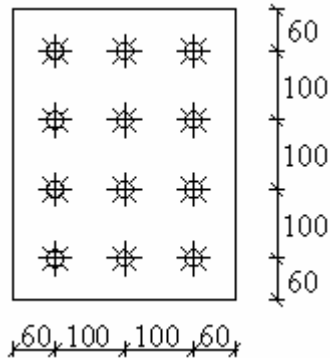
DBYBHY'e göre bir adet M27 (10.9) bulonun taşıma kapasitesi :

$$1.7 \times 197 = 334.90 \text{ kN}$$

$$10 \times 334.90 = 3349.00 \text{ kN} > 2830.00 \text{ kN}$$

- Gövde Bulonlarının Kontrolü M24 (10.9) :

$$M_g = M \times \frac{I_{g,ek}}{I_{ek}} = 228087.50 \times \frac{30870}{276630} = 25453 \text{ kNcm}$$



$$\sum r_i^2 = 2 \times [(5^2) + (15^2)] + 4 \times [(5^2 + 10^2) + (10^2 + 15^2)] = 2300 \text{ cm}^2$$

$$M_{1x} = 25453 \times \frac{15}{2300} = 165.90 \text{ kN}$$

$$M_{1y} = 25453 \times \frac{10}{2300} = 110.60 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{165.90^2 + 110.60^2} = 199.30 \text{ kN}$$

Adet M 24 (10.9) bulonun kapasitesi : $1.7 \times 137.5 = 233.75 \text{ kN}$

$233.75 \text{ kN} > 199.30 \text{ kN}$

Kesme kuvveti etkisine göre kontrol :

$$V_e = 39.10 + 1.1 \times 1.1 \times \frac{3741.70 + 2280.88}{4} = 1860.93 \text{ kN}$$

$12 \times 2 \times 233.75 = 5610.00 \text{ kN} > 1860.93 \text{ kN}$

2.9 Temel Hesabı

Yapıda temel sistemi olarak plak temel (radye temel) uygulanacaktır. Sap 2000 statik analiz yazılımından alınan yük değerleri Safe isimli yazılıma aktarılarak TS 500'e göre betonarme radye temel çözümlemesi yapılacaktır.

SAFE yazılımı, sonlu elemanlar prensibine uygun olarak çalışmaktadır. Yani modellenen radye temeli istenilen uzunlukta ve sayıda sonlu elemana ayırarak analiz yapmaktadır.

Radye temel, üst yapının planda oturduğu genişlikleri, zemin gerilmelerini küçültmek amacıyla sağdan ve soldan 1'er metre taşırılarak $16 \times 57 \text{ m}$ boyutunda çözümlenmiştir. Ayrıca temel yüksekli 1 metre seçilmiştir.

Zemin yatak katsayısı $K_0 = 50000 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır.

2.9.1 Zımbalama Tahkiki [6]

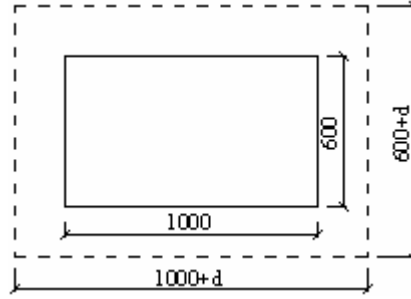
Ts 500'e göre, sınırlı bir alana yayılmış yükler veya kolonlar tarafından yerel olarak yüklenen plakların zımbalama dayanımı hesaplanarak bunun tasarım zımbalama kuvvetine eşit veya ondan büyük olduğunun kanıtlanması gerekmektedir. Yani,

$V_{pr} \geq V_{pd}$ olmalıdır.

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d_{ort}$$

Yapının simetrik olmasından dolayı yapı ağırlık merkeziyle temel ağırlık merkezi birbirine çok yakındır. Bu nedenle $\gamma = 1$ alınacaktır.

$$d_{ort} = \frac{d_1 + d_2}{2} = \frac{908 + 930}{2} = 919 \text{ mm}$$



Şekil 2.26 : Zımbalama Bölgesi Genişliği

$$x = 1000 + 919 = 1919 \text{ mm}$$

$$y = 600 + 919 = 1519 \text{ mm}$$

Zımbalama çevresi :

$$u_p = 2 \times (x + y) = 2 \times (1919 + 1519) = 6876 \text{ mm olarak bulunur.}$$

$$f_{ctd} = \frac{0.35 \times \sqrt{f_{ck}}}{1.5} = \frac{0.35 \times \sqrt{30}}{1.5} = 1.278 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{pr} = 1.0 \times 1.278 \times 6876 \times 919 = 8075738.23 \text{ N} = 8075.738 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = N - F_a$$

$$F_a = q_{sp} \cdot x \cdot y$$

$$q_{sp} = \frac{\sum N}{A} = \frac{77583}{16 \times 57} = 85.07 \text{ kN/m}^2$$

$$F_a = 85.07 \times 1.919 \times 1.519 = 247.98 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = 4614.50 - 247.98 = 4366.52 \text{ kN}$$

$V_{pr} = 8075.738 > V_{pd} = 4366.52 \text{ kN}$ olduğunda zımbalamaya karşı güvenlidir.

2.9.2 Zemin Gerilmelerinin Kontrolü

Yapılan bilgisayar analizi sonucunda elde edilen çökme değerlerine incelendiğinde :

$$S_{\max} = -0.00252 \text{ m} , S_{\min} = -0.00028 \text{ m}$$

olduğu görülür.

$$\sigma = s \times K_0$$

$$\sigma_{\max} = 0.00252 \times 50000 = 126 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.00028 \times 50000 = 14 \text{ kN/m}^2 > 0$$

olarak zemin gerilmelerinin emniyetli olduğu görülür.

2.9.3 Gerekli Donatı Alanlarının Hesaplanması

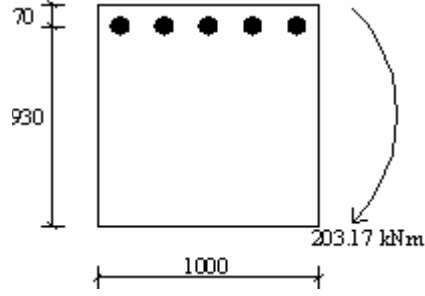
2.9.3.1 X Doğrultusu (Kısa Doğrultu)

$$M_{mes} = 1257.25 \text{ kNm/m}$$

$$M_{açığ} = 203.17 \text{ kNm/m}$$

1 metrelik birim genişlik için donatı hesabı yapılacaktır.

- Açıklık için gerekli donatı hesabı :



Şekil 2.27 : Temel Kısa Doğrultusu İçin Donatı Düzeni

$$f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$0.85 \times f_{cd} \times b \times a = A_s \times f_{yd}$$

$$0.85 \times 20 \times 1000 \times a = A_s \times f_{yd}$$

$$a = 0.02147 A_s$$

$$M_d = A_s \times f_{yd} \times (d - 0.5a)$$

$$M_d = A_s \times 365 \times (930 - 0.5 \times 0.02147 A_s)$$

$$203.17 \times 10^6 = 339450 A_s - 3.918275 A_s^2$$

$$A_s = 602.72 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 1000 \times 930 = 1860 \text{ mm}^2/\text{m}$$

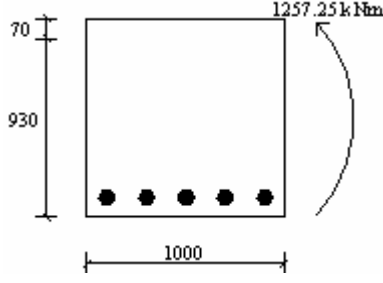
Seçilen donatı : $\Phi 22/20$

$$s = 200 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm} \leq 1.5 \times h_f \text{ mm}$$

Seçilen donatı : $\Phi 22/20$ (1901 mm²/m)

- Mesnet için gerekli donatı hesabı :



$$0.85 \times 20 \times 1000 \times a = A_s \times f_{yd}$$

$$a = 0.02147 A_s$$

$$M_d = A_s \times f_{yd} \times (d - 0.5a)$$

$$M_d = A_s \times 365 \times (930 - 0.5 \times 0.02147 A_s)$$

$$1257.25 \times 10^6 = 339450 A_s - 3.918275 A_s^2$$

$$A_s = 3877.32 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Seçilen: $\Phi 22/9.5$ (4001 mm²/m)

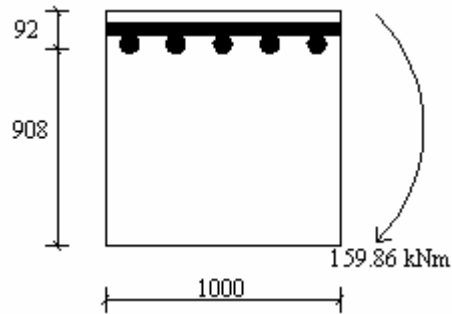
2.9.3.2 Y Doğrultusu (Uzun Doğrultu)

$$M_{mes} = 1120.02 \text{ kNm/m}$$

$$M_{açığ} = 159.86 \text{ kNm/m}$$

1 metrelik birim genişlik için donatı hesabı yapılacaktır.

- Açıklık için gerekli donatı hesabı :



Şekil 2.28 : Temel Uzun Doğrultusu İçin Donatı Düzeni

$$0.85 \times f_{cd} \times b \times a = A_s \times f_{yd}$$

$$0.85 \times 20 \times 1000 \times a = A_s \times f_{yd}$$

$$a = 0.02147 A_s$$

$$M_d = A_s \times f_{yd} \times (d - 0.5a)$$

$$M_d = A_s \times 365 \times (908 - 0.5 \times 0.02147 A_s)$$

$$159.86 \times 10^6 = 331420 A_s - 3.918275 A_s^2$$

$$A_s = 485.13 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0015 \times b \times d = 0.002 \times 1000 \times 908 = 1362 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Seçilen donatı : $\Phi 22/27$

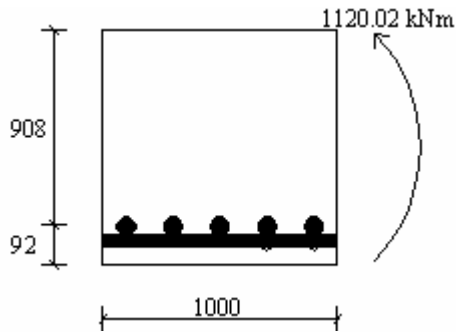
$$s = 270 \text{ mm} > 250 \text{ mm (!)}$$

$$s = 270 \text{ mm} \leq 1.5 \times h_f \text{ mm}$$

Bu durumda

Seçilen donatı : $\Phi 22/25$ ($1521 \text{ mm}^2/\text{m}$)

- Mesnet için gerekli donatı hesabı :



$$0.85 \times 20 \times 1000 \times a = A_s \times f_{yd}$$

$$a = 0.02147 A_s$$

$$M_d = A_s \times f_{yd} \times (d - 0.5a)$$

$$M_d = A_s \times 365 \times (908 - 0.5 \times 0.02147 A_s)$$

$$1120.02 \times 10^6 = 331420 A_s - 3.918275 A_s^2$$

$$A_{s, \text{gerekli}} = 3526.49 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Seçilen: $\Phi 22/10.5$ (3620 mm²/m)

3. YAPININ BİR DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVE, DİĞER DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MERKEZİ ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞMASI DURUMUNDA BOYUTLANDIRMA

3.1 Statik Sistem

Boyutlandırılan büro yapısında, etkiyen yük durumları ve kullanılan yük birleşimleri değiştirilmeden, sadece uzun doğrultuda süneklilik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde yerine süneklilik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde kullanılarak sistem yeniden analiz edilmiş ve gerçek sistemden farklı olan deprem yükleri, görelî kat ötelenmeleri, düşey deplasmanlar hesaplanmıştır ve değişen eleman kesitlerinin boyutlandırılması yapılmıştır.

3.2 Yatay Yükler

3.2.1 Deprem Yükleri

- Süneklilik Düzeyi Yüksek Çerçeve Doğrultusu :

$$T_1 = 2.18 \text{ sn}$$

Yapıya etkiyen taban kesme kuvveti :

$$V_t = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ} \text{ olmalıdır. [3]}$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.30}{2.18} \right)^{0.8} = 0.512$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 0.512 = 0.153$$

$$V_t = \frac{53459 \times 0.153}{8} < 0.10 \times 0.30 \times 1 \times 53459$$

$$1022.40 < 1603.77$$

$$V_i = 1603.77 \text{ kN}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times N \times V_i = 0.0075 \times 10 \times 1603.77 = 120.28 \text{ kN}$$

$$V_i = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_i = (V_i - \Delta F_N) \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Tablo 3.1 : Çerçeve Doğrultusu Deprem Yükleri

Kat	Hi (m)	Wi (kN)	Wi Hi (kN)	F / $\sum Wi Hi$	Fi = Wi Hi F / $\sum Wi Hi$	Ti (kN)
10	42	10493	440706	0.00107	593.63	593.63
9	38	4774	181412	0.00107	194.85	788.48
8	34	4774	162316	0.00107	174.34	962.82
7	30	4774	143220	0.00107	153.83	1116.65
6	26	4774	124124	0.00107	133.32	1249.97
5	22	4774	105028	0.00107	112.81	1362.77
4	18	4774	85932	0.00107	92.30	1455.07
3	14	4774	66836	0.00107	71.79	1526.86
2	10	4774	47740	0.00107	51.28	1578.13
1	5	4774	23870	0.00107	25.64	1603.77
\sum		53459	1381184		1603.77	

- **DBYBHY 2007 Madde 2.7.4' e göre periyot hesabı :**

$$V_i = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ} \text{ olmalıdır.}$$

Buradan $S(T) = 1$ alınarak yapıya etkileyen toplam taban kesme kuvveti bulunur.

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 1 = 0.30$$

$$V_i = \frac{53459 \times 0.30}{8} = 2004.70 \text{ kN}$$

Tablo 3.2 : Çerçeve Doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı

Kat	H _i (m)	m _i (kN)	d _i (m)	d _i ² (m)	m _i *d _i ²	F _i	F _i *d _i
10	42	1069.62	0.099525	0.009905	10.59483	639.66	63.66216
9	38	486.65	0.087245	0.007612	3.704229	263.31	22.97248
8	34	486.65	0.076931	0.005918	2.880179	235.59	18.12417
7	30	486.65	0.066017	0.004358	2.120940	207.87	13.72295
6	26	486.65	0.054431	0.002963	1.441814	180.16	9.806289
5	22	486.65	0.043093	0.001857	0.903712	152.44	6.569097
4	18	486.65	0.032180	0.001036	0.503952	124.72	4.013490
3	14	486.65	0.021469	0.000461	0.224306	97.01	2.082708
2	10	486.65	0.011378	0.000129	0.063001	69.29	0.788382
1	5	486.65	0.002044	4.18E-06	0.002033	34.65	0.070825
Σ		5449.439			22.43899	2004.70	141.8126

DBYBHY 2007 Madde 2.7.4.1 uyarınca, eşdeğer deprem yükü yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, aşağıda verilen Rayleigh oranı ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacağı belirtilmektedir. [3]

$$T_1 = 2 \times \pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2 \times \pi \left(\frac{22.43899}{141.8126} \right)^{1/2} = 2.50 \text{ sn}$$

Bu durumda yapının bu doğrultudaki periyodu, $T = 2.18$ sn alınacaktır.

- **Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu**

$$T_1 = 1.82 \text{ sn}$$

Yapıya etkiyen taban kesme kuvveti ;

$$V_i = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ}$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.30}{1.82} \right)^{0.8} = 0.59$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 0.59 = 0.177$$

$$V_i = \frac{53459 \times 0.177}{5} \geq 0.10 \times 0.30 \times 1 \times 53459$$

$$1892.45 > 1603.77 \text{ kN}$$

$$V_i = 1892.45 \text{ kN}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times N \times V_i = 0.0075 \times 10 \times 1892.45 = 141.93 \text{ kN}$$

$$V_i = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_i = (V_i - \Delta F_N) \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Tablo 3.3 : Merkezi Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu Deprem Yükleri

Kat	Hi (m)	Wi (kN)	Wi Hi (kN)	F / $\sum Wi Hi$	Fi = Wi Hi F / $\sum Wi Hi$	Ti (kN)
10	42	10493	440706	0.00127	700.49	700.49
9	38	4774	181412	0.00127	229.92	930.41
8	34	4774	162316	0.00127	205.72	1136.13
7	30	4774	143220	0.00127	181.52	1317.64
6	26	4774	124124	0.00127	157.32	1474.96
5	22	4774	105028	0.00127	133.11	1608.07
4	18	4774	85932	0.00127	108.91	1716.98
3	14	4774	66836	0.00127	84.71	1801.69
2	10	4774	47740	0.00127	60.51	1862.20
1	5	4774	23870	0.00127	30.25	1892.45
Σ		53459	1381184		1892.45	

- **DBYBHY 2007 Madde 2.7.4' e göre periyot hesabı :**

$$V_i = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ} \text{ olmalıdır.}$$

Buradan $S(T) = 1$ alınarak yapıya etkileyen toplam taban kesme kuvveti bulunur.

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.30 \times 1 \times 1 = 0.30$$

$$V_i = \frac{53459 \times 0.30}{5} = 3207.54 \text{ kN}$$

Tablo 3.4 : Çapraz Doğrultusu Rayleigh yöntemine göre periyot hesabı

Kat	H _i (m)	m _i (kN)	d _i (m)	d _i ² (m)	m _i *d _i ²	F _i	F _i *d _i
10	42	1069.62	0.085882	0.007376	7.889215	1023.46	87.89679
9	38	486.65	0.078000	0.006084	2.960779	421.30	32.86140
8	34	486.65	0.069216	0.004791	2.331469	376.95	26.09097
7	30	486.65	0.059985	0.003598	1.751064	332.60	19.95101
6	26	486.65	0.050483	0.002549	1.240244	288.25	14.55172
5	22	486.65	0.040970	0.001679	0.816862	243.91	9.992993
4	18	486.65	0.031628	0.001000	0.486811	199.56	6.311684
3	14	486.65	0.022726	0.000516	0.251341	155.21	3.527302
2	10	486.65	0.014538	0.000211	0.102855	110.87	1.611828
1	5	486.65	0.005688	3.24E-05	0.015745	55.43	0.315286
Σ		5449.439			17.84638	3207.54	203.111

DBYBHY 2007 Madde 2.7.4.1 uyarınca, eşdeğer deprem yükü yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, aşağıda verilen Rayleigh oranı ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacağı belirtilmektedir. [3]

$$T_1 = 2 \times \pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2 \times \pi \left(\frac{17.84638}{203.111} \right)^{1/2} = 1.86 \text{ sn}$$

Bu durumda yapının bu doğrultudaki periyodu, $T = 1.82$ sn alınacaktır.

Görüldüğü gibi bu doğrultuda çaprazların dışmerkez olması durumunda meydana gelen taban kesme kuvveti minimum deprem yükü ($0.10 A_0 I \Sigma W_{EQ}$)'ne eşit iken, süneklik düzeyi değişmeden, çaprazların merkezi olması durumunda bu değer minimum deprem yükü değerinin üzerinde olmaktadır.

Bu durum kullanılan R deprem yükü azaltma katsayılarından kaynaklanmaktadır. Yani merkezi ve dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkisinde farklı davranış sergilemektedir. Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin daha büyük bir inelastik kapasiteye sahip oldukları belirtilmektedir.

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde kullanılması durumunda bu doğrultu daha rijit hale gelerek periyodu düşmektedir. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde kullanılması durumunda yapının birinci modu bu doğrultu iken,

süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde durumunda ilk mod süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusuna geçmektedir.

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde kullanılması durumunda yapıya bu doğrultuda daha büyük bir deprem yükü etkilmesine rağmen daha rijit bir davranış görülmektedir.

3.3 Yapı Sisteminin Analizi

Yukarıda verilen yük birleşimlerine göre sistemin analizleri yapılarak eleman boyutları belirlenmiş ve DBYBHY 2007’de verilen koşullara göre sistem ve eleman kontrolleri yapılmıştır.

3.3.1 Görelî Kat Ötelenmelerinin Kontrolü

Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelenmesi, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i ’inci katındaki kolonlar için etkin görelî kat ötelenmesi, δ_i

$$\delta_i = R \Delta_i$$

bağıntısı ile hesaplanır.

3.3.1.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Doğrultusu

DBYBHY 2006’da rüzgar durumuna göre görelî kat ötelenmesi için bir sınır vermediği için, rüzgar durumunda görelî kat ötelenmesi için ABYYHY 1998’de verilen,

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.0035 \text{ sınırına göre kontrol yapılmıştır.}$$

Tablo 3.5 : Çerçeve Doğrultusu Kat Ötelenmeleri (Rüzgardan dolayı)

Kat No	h_i (cm)	Σ Kat Ötelenmesi (d_i) (cm)	$\Delta_{i\max}$	$\Delta_{i\max} / h_i$	$(\Delta_{i\max} / h_i)_{\text{sınır}}$
10	4200	6.3317	0.4404	0.0011	0.0035
9	3800	5.8913	0.4613	0.0012	0.0035
8	3400	5.4300	0.5768	0.0014	0.0035
7	3000	4.8532	0.6961	0.0017	0.0035
6	2600	4.1571	0.7585	0.0019	0.0035
5	2200	3.3985	0.7836	0.0020	0.0035
4	1800	2.6150	0.8148	0.0020	0.0035
3	1400	1.8002	0.8101	0.0020	0.0035
2	1000	0.9901	0.7936	0.0016	0.0035
1	500	0.1965	0.1965	0.0004	0.0035

Tablo 3.6 : Çerçeve Doğrultusu Kat Ötelenmeleri (Depremden dolayı)

Kat No	h_i (cm)	Σ Kat Ötelen. (d_i) (cm)	$\Delta_{i\max}$	$(\delta i)_{\max} = R\Delta_{i\max}$ (cm)	$(\delta i)_{\max}/h_i$	$((\delta i)_{\max}/h_i)_{\text{sınır}}$
10	4200	8.2400	0.9977	7.9818	0.0200	0.020
9	3800	7.2423	0.9312	7.4498	0.0186	0.020
8	3400	6.3110	0.9231	7.3846	0.0185	0.020
7	3000	5.3880	0.9643	7.7147	0.0193	0.020
6	2600	4.4236	0.9324	7.4595	0.0186	0.020
5	2200	3.4912	0.8911	7.1289	0.0178	0.020
4	1800	2.6001	0.8696	6.9568	0.0174	0.020
3	1400	1.7305	0.8155	6.5239	0.0163	0.020
2	1000	0.9150	0.7514	6.0111	0.0120	0.020
1	500	0.1636	0.1636	1.3087	0.0026	0.020

Burada, $(\delta_i)/h_i$ oranları içinde en büyük olan 10. kattaki $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0200$ 'dir ve bu oran DBYBHY Madde 2.10.1.3'te verilen, $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0200 \leq 0.02$ koşulunu sağlamaktadır.

3.3.1.2 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu

Tablo 3.7 : Çapraz Doğrultusu Kat Ötelenmeleri (Depremden dolayı)

Kat No	h_i (cm)	Σ Kat Ötelen. (d_i) (cm)	$\Delta_{i\max}$	$(\delta i)_{\max} = R\Delta_{i\max}$ (cm)	$(\delta i)_{\max}/h_i$	$((\delta i)_{\max} / h_i)_{\text{sınır}}$
10	4200	5.2402	0.4996	3.4973	0.0087	0.020
9	3800	4.7406	0.5502	3.8515	0.0096	0.020
8	3400	4.1904	0.5720	4.0037	0.0100	0.020
7	3000	3.6184	0.5836	4.0850	0.0102	0.020
6	2600	3.0348	0.5798	4.0583	0.0101	0.020
5	2200	2.4551	0.5658	3.9609	0.0099	0.020
4	1800	1.8892	0.5362	3.7536	0.0094	0.020
3	1400	1.3530	0.4906	3.4340	0.0086	0.020
2	1000	0.8624	0.5267	3.6868	0.0074	0.020
1	500	0.3357	0.3357	2.3502	0.0047	0.020

Burada, $(\delta_i)/h_i$ oranları içinde en büyük olan 7. kattaki $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0102$ 'dur ve bu oran DBYBHY Madde 2.10.1.3'te verilen, $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0102 \leq 0.02$ koşulunu sağlamaktadır.

3.3.2 Düşey Deplasmanlar

TS 648 Madde 2.4.2.4'e göre konsol uçlarındaki sehim, konsol uzunluğunun 1/250'sinden fazla olmamalıdır.

Tablo 3.8 : Çerçeve Doğrultusu Konsol Uçlarının Düşey Deplasmanları

Konsol Düşey Deplasmanları (cm)		Konsol Düşey Deplasmanları (cm)	
KAT	1 Aksı	KAT	2 Aksı
10	0.245	10	1.000
9	1.250	9	0.780
8	0.978	8	0.779
7	1.031	7	0.773
6	0.987	6	0.762
5	0.844	5	0.569
4	0.811	4	0.560
3	0.830	3	0.545
2	0.681	2	0.544

Sınır değer $\frac{L}{250} = \frac{350}{250} = 1.40$ cm dir.

En büyük uç deplasmanı 1 Aksının 9. katında 1.25 cm olarak meydana gelmektedir.

1.40 cm > 1.25 cm olduğundan konsol uçlarında deplasman sınır değerinin altında kalmaktadır.

Tablo 3.9 : Çapraz Doğrultusu Konsol Uçlarının Düşey Deplasmanları

Konsol Düşey Deplasmanları (cm)		Konsol Düşey Deplasmanları (cm)	
KAT	A Aksı	KAT	B Aksı
10	0.467	10	0.997
9	0.628	9	0.158
8	0.609	8	0.410
7	0.599	7	0.341
6	0.587	6	0.363
5	0.558	5	0.282
4	0.552	4	0.300
3	0.548	3	0.259
2	0.539	2	0.402

Sınır değer $\frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1.00$ cm dir.

En büyük uç deplasmanı B Aksının 10. katında 0.997 cm olarak meydana gelmektedir.

1.00 cm > 0.997 cm olduğundan konsol uçlarında deplasman sınır değerinin altında kalmaktadır.

3.4 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Boyutlandırılması

3.4.1 Çapraz Elemanların Boyutlandırılması ve Kontrolleri

3.4.1.1 İlk 2 Kat Çapraz Elemanların Boyutlandırılması (1. ve 2. Katlar)

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.00DL+1.00LL₃+1.00EQY₂

Kesit Tesirleri ;

$$N_{c,Sd} = 289.22 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : KUTU 120x120x10

$$A = 44 \text{ cm}^2 \quad i_y = 4.51 \text{ cm} \quad i_z = 4.51 \text{ cm}$$

$$I_y = 894.7 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 149.2 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 182 \text{ cm}^3$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Kutu Enkesit Sınıfı :

$$\frac{d}{t} = \frac{120 - 2 \times 10}{10} = 10 \leq 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{Enkesit 1. sınıf}$$

$$\beta_A = 1.0$$

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

DBYBHY 2007 Madde 4.8.1.1'e göre süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çapraz elemanları için, gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY 2007 Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Bu koşul,

$$\frac{b}{t} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \text{ şeklinde verilmektedir.}$$

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

$$\frac{12.0}{1.0} = 12.0 < 0.7 \times 24.32 = 17.02 \text{ şeklinde sağlanır.}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik boyları :

$$l_{ky} = l_{kz} = 1.0 \times 559 = 559 \text{ cm}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik değerleri :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{559}{4.509} = 123.97$$

Kıyaslama narinlikleri :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{123.97}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.62 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{123.97}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.62$$

'a' eğrisi ile $\chi_y = 0.320$ okunur.

Burkulma güvenliğinin kontrolü :

$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$ olması gerekmektedir.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma} = 0.320 \times 1.00 \times 44 \times \frac{35.5}{1.1} = 454.4 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 289.22 \leq N_{b,Rd} = 454.4 \text{ kN}$$

3.4.1.2 Son 8 Kat Çapraz Elemanların Boyutlandırılması (3, 4, ..., 9 ve 10. Katlar)

Boyutlandırma yük kombinasyonu : 1.00DL+1.00LL₃+1.00EQY₂

Kesit Tesirleri ;

$$N_{c,Sd} = 248.62 \text{ kN}$$

Seçilen Kesit : KUTU 100x100x10

$$A = 36 \text{ cm}^2 \quad i_y = 3.697 \text{ cm} \quad i_z = 3.697 \text{ cm}$$

$$I_y = 492 \text{ cm}^4 \quad W_{y,el} = 98.4 \text{ cm}^3 \quad W_{y,pl} = 122 \text{ cm}^3$$

Enkesit Sınıfının Saptanması :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Kutu Enkesit Sınıfı :

$$\frac{d}{t} = \frac{100 - 2 \times 10}{10} = 8 \leq 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{Enkesit 1. sınıf}$$

$$\beta_A = 1.0$$

o Eurocode'a göre yapılan enkesit kontrollerinin yanısıra, DBYBHY 2007'ye göre enkesit koşullarının kontrolü yapılacaktır.

DBYBHY 2007 Madde 4.8.1.1'e göre süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çapraz elemanları için, gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY 2007 Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Bu koşul,

$$\frac{b}{t} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \text{ şeklinde verilmektedir.}$$

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

$$\frac{10.0}{1.0} = 10.0 < 0.7 \times 24.32 = 17.02 \text{ şeklinde sağlanır.}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik boyları :

$$l_{ky} = l_{kz} = 1.0 \times 472 = 472 \text{ cm}$$

Çubuk asal eksenlerine dik doğrultuda narinlik değerleri :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{472}{3.697} = 127.67$$

Kıyaslama narinlikleri :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21000}{35.5}} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{127.67}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.67 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{127.67}{76.41} \times \sqrt{1.0} = 1.67$$

'a' eğrisi ile $\chi_y = 0.310$ okunur.

Burkulma güvenliğinin kontrolü :

$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$ olması gerekmektedir.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma} = 0.310 \times 1.00 \times 36 \times \frac{35.5}{1.1} = 360.16 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 248.62 \leq N_{b,Rd} = 360.16 \text{ kN}$$

4. SONUÇ VE DEĞERLENDİRME

Yüksek katlı çelik bir büro binasının boyutlandırılmasının yapıldığı bu çalışmanın giriş bölümünde yapı çeliğinin kısa tarihçesi, yapım aşamaları, özellikleri, kullanım alanları, sağladığı ekonomi ve depreme karşı güvenilirliği ile ilgili genel bir bilgi verilmiştir. Ayrıca, yapı boyutlandırılırken kullanılan kafes kiriş, petek kiriş ve kompozit kirişlerin genel özelliklerinden bahsedilmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde, bir büro yapısı olarak tasarlanan, en üst katı kısa doğrultuda kafes sistem olmak üzere 10 kattan oluşmuş, bir doğrultusu süneklik düzeyi yüksek çerçeve, diğer doğrultusu ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden teşkil edilmiş çok katlı bu yapının yük analizleri yapılmış, oluşan yük durumlarına ait yük kombinasyonları kullanılarak yapı analiz edilmiştir. Bunun sonucunda DBYBHY 2007’de verilen koşullara göre, öncelikle görelî kat ötelenmeleri kontrolü yapılmış, bununla ilgili DBYBHY 2007 Madde 2.10.1.3’te verilen, $(\delta_i / h_i)_{maks} \leq 0.02$ koşulu her iki doğrultuda da sağlanmıştır. Ardından, düşey deplasman kontrolü yapılmış ve deplasman değerlerinin, sınır değerlerin altında kalması sağlanmıştır..

Bu çalışmada kullanılan elemanlar Eurocode 3’e göre boyutlandırılmıştır. Boyutlandırma sonucunda kolon enkesitleri ilk 5 kat için HE 700 M, son 5 kat için HE 600 B, çerçeve kiriş enkesitleri ilk 5 kat için HE 500 B, son 5 kat için HE 450 B seçilmiştir. Burada çerçeve kirişleri için, tüm katlarda HE 450 B kiriş kesiti yeterli olduğu halde, yanal deplasman koşullarının sınır değerleri aşmaması için ilk 5 katta kiriş kesiti olarak HE 500 B profili seçilmiştir. Alın kirişleri için kiriş enkesiti UNP 400, çaprazların bağlandığı kirişler için enkesit HE 200 B, çapraz elemanlarda ilk 5 kat kiriş enkesiti için KUTU 140x140x10, son 5 kat için KUTU 120x120x10 olarak seçilmiştir. Ayrıca kafes kirişin başlık elemanları HE 300 A, dikme ve diyagonal elemanları KUTU 100x100x10 olarak boyutlandırılmıştır.

Yapı sisteminde, çapraz elemanların bağlandığı kirişler HE 200 B enkesitli basit kiriş olarak tasarlanmıştır. Bunun dışında, döşeme kirişleri basit kiriş, sürekli kiriş, kompozit basit kiriş ve petek basit kiriş olmak üzere 4 farklı şekilde tasarlanmış, kullanılan kesitler gözönüne alınarak ekonomi yönünden karşılaştırma yapılmıştır. Bu karşılaştırma sonucunda, döşeme kirişleri basit kiriş olarak tasarlandığında daha büyük enkesit olan IPE 220'nin kullanıldığı, sürekli kiriş yada kompozit basit kiriş olarak tasarlandığında ise daha küçük olan IPE 200 enkesitinin kullanıldığı ve bu şekilde % 14.5'lik bir kazanç sağlandığı görülmüştür. Aynı şekilde döşeme kirişleri basit kiriş yerine petek basit kiriş olarak tasarlandığında ise kiriş kesitinin IPE 180 olduğu ve bu şekilde de % 28.2'lik bir kazanç sağlandığı, sonuç olarak, en büyük ekonominin, döşeme kirişleri petek kiriş olarak tasarlandığında sağlandığı görülmüştür.

Sistem Eurocode 3'e göre boyutlandırıldıktan sonra, deprem etkisine maruz kalan kesitlerde ve birleşimlerde, yürürlüğe yeni giren DBYBHY 2007'de süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için verilen; enkesit koşulları, kolonların kirişlerden daha güçlü olması, Bilgilendirme Eki 4A – Moment aktaran çerçevelerde verilen kaynaklı kolon – kiriş birleşim detayı uygulaması, kolon – kiriş ekleri ve kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi için verilen ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler için ise; enkesit koşulları, bağ kirişi, bağ kirişinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi, bağ kirişi dönme açısı, ara rijitlik levhaları ve çaprazlar için verilen ilgili koşullar ile gerekli kontroller yapılmıştır. Ayrıca yine DBYBHY 2007 Madde 4.9'a göre kolon temel bağlantı detayları hesaplanmıştır ve son olarak TS 500'e göre, temel sistemi olarak plak temel (radye temel) seçilerek betonarme radye temel çözümlenmesi yapılacaktır.

Çalışmanın üçüncü bölümünde, boyutlandırılan büro yapısı, en üst katı kısa doğrultuda kafes sistem olmak üzere 10 kattan oluşup, bir doğrultusu süneklik düzeyi yüksek çerçeve, diğer doğrultusu ise süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerden teşkil edilerek, yük durumları ve kullanılan yük birleşimleri değiştirilmeden yeniden analiz edilmiştir ve ilk sistemden farklı olan deprem yükleri, görelî kat ötelenmeleri, düşey deplasmanlar hesaplanmış, bunun sonucunda DBYBHY 2007'de verilen koşullar her iki doğrultuda da sağlanmıştır ve değişen eleman kesitlerinin boyutlandırılması yapılmıştır.

Yapının bir doğrultusunun süneklik düzeyi yüksek çerçeve, diğer doğrultusunun ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden veya süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerden teşkil edilmesiyle meydana gelen 2 sistemin deprem yükleri hesabı yapılırken, yapıya etkiyen taban kesme kuvveti,

$$V_t = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ} \quad \text{hesabında kullanılan } (R) \text{ taşıyıcı sistem}$$

katsayısı, çerçeve doğrultusunda $R = 8$; çaprazların dışmerkez olması durumunda $R = 7$; çaprazların merkezi olması durumunda ise $R = 5$ alınarak işlem yapılmıştır. Bu iki sistem arasındaki en büyük fark, çaprazlar dışmerkez olduğunda 2.38 sn olarak hesaplanan periyodun, çaprazlar merkezi olduğunda 1.82 sn'ye düşmesidir. Yapının süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusunun periyodunun her iki durumda da 2.18 sn olduğu gözönüne alınırsa; çaprazlar dışmerkez olduğunda periyodu daha yüksek olduğu için çerçeve doğrultusundan daha zayıf olduğu, ancak çaprazların merkezi olması durumunda periyodun hem çaprazların dışmerkez olması durumuna hem de periyodu 2.15 sn olan çerçeve doğrultusuna göre daha küçük olduğu, bu nedenler daha rijit bir davranış göstereceği ve yapının en güçlü doğrultusunu oluşturacağı belirlenmiştir.

Bunun dışında yapının süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusundaki görelî kat ötelenmelerinde ve düşey deplasmanlarda değişiklik meydana gelmezken, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusunda, görelî kat ötelenmeleri kontrolünde, $(\delta_i)/h_i$ oranları içinde en büyük olan 2. kattaki $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0140$ oranı, süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde doğrultusunda, $(\delta_i)/h_i$ oranları içinde en büyük olan 7. kattaki $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0102$ oranına düşmektedir. Ayrıca, yine süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusunda B Aksının 10. katında 1.00 cm olarak meydana gelen en büyük uç deplasmanı, süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde doğrultusunda, B Aksının 10. katında 0.997 cm olarak meydana gelmektedir.

Çalışmanın üçüncü bölümünde oluşturulan bu yapı analiz edildiğinde kullanılan kolon, çerçeve kirişi ve diğer kiriş kesitlerinin değişmediği görülmüştür. Ancak, çaprazların dışmerkez olması durumunda, ilk 5 kat kiriş enkesiti için KUTU 140x140x10, son 5 kat için KUTU 120x120x10 olarak seçilen çapraz enkesitleri, çaprazların merkezi olması

durumunda ilk 2 kat kiriş enkesiti için KUTU 120x120x10, son 8 kat için KUTU 100x100x10 olarak seçilmiştir. Burada görüldüğü üzere çaprazların enkesiti küçülmüş ve yapı daha ekonomik bir hale gelmiştir.

Sonuç olarak, yapıda süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde yerine süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perde kullanılması hem yapının daha rijit bir davranış göstermesini sağladığı, hemde kullanılan enkesitlerin küçülmesiyle malzemeden tasarruf ederek ekonomi sağlandığı için, daha uygun olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] **Eurocode 3**, 2005. Design of steel structures, *European Committee For Standardization*, Brussels
- [2] **Özgen A., Bayramoğlu, G.**, 2003. Çelik Yapılar I Ders Notu, *İstanbul Teknik Üniversitesi*, İstanbul.
- [3] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [4] **TS-498**, 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [5] **TS-648**, 1980. Çelik yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [6] **TS-500**, 2000. Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [7] **DBYBHY Örnekler**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Örnekleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [8] **Eurocode 4**, 2004. Design of composite steel and concrete structures, *European Committee For Standardization*, Brussels
- [9] **Özgen A., Bayramoğlu, G.**, 2002. Özel Kirişler Ders Notu, *İstanbul Teknik Üniversitesi*, İstanbul.
- [10] **Deren, H., Uzgider, E. ve Piroğlu, F.**, 2002. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul
- [11] **Odabaşı, Y.**, 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta Basım Yayım Dağıtım, İstanbul.
- [12] **Öztürk, Z.A.**, 2002. Çelik Yapılar Kısa Bilgi ve Çözülmüş Problemler, Birsen Yayınevi, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

19 Haziran 1984 tarihinde Eskişehir’de doğan Özge Gülşan CEYLAN, ilk, orta ve lise öğrenimini burada tamamlamıştır. 2001 yılında Eskişehir Anadolu Lisesi’ndeki öğrenimini bitirdikten sonra, dört senelik lisans eğitimini Eskişehir Osmangazi Üniversitesi’nde tamamlamıştır. 2005 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Analizi ve Boyutlandırma dalında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.