

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TÜRKİYE BİNA DEPREM
YÖNETMELİĞİ-2018'E GÖRE TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Burak TÜTÜNCÜ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2019

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TÜRKİYE BİNA DEPREM
YÖNETMELİĞİ-2018'E GÖRE TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Burak TÜTÜNCÜ
(501161004)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU

HAZİRAN 2019

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501161004 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Burak TÜTÜNCÜ, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ-2018'E GÖRE TASARIMI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Tülay Aksu ÖZKUL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi Nilgün AKTAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 03 Mayıs 2019
Savunma Tarihi : 11 Haziran 2019



ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Mühendisliği Yüksek Lisans Programı çerçevesinde hazırlanan bu tez çalışması, bir doğrultusu süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden, diğer doğrultusu ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan sosyal konut kullanım amaçlı 10 katlı bir çelik binanın, TBDY-2018'in getirmiş olduğu hesap kurallarına göre tasarımı içermeştir.

Yapının İzmit gibi sismik özellikleri yüksek bir bölgede inşa edileceği varsayılarak hem çerçeve sistemlerin yüksek enerji yutma kapasitesi özelliğine hem de merkezi çapraz sistemlerin yüksek rijitlik özelliğine sahip olan dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemlerin çok katlı çelik yapılarda kullanılmasının avantajları gösterilmiştir. Tasarımda tüm yönetmelik şartlarına ve hesap kurallarına uyularak yapının güvenli, ekonomik ve hafif bir şekilde tasarlanması amaçlanmıştır.

Tez çalışmalarım süresince yardım ve desteklerini esirgemeyen, değerli fikirlerinden yararlandığım sayın hocalarım Prof. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU ve Prof. Dr. Alpay ÖZGEN'e, görüşlerinden ve tecrübelerinden yararlandığım İnş. Yük. Müh. Sezai GÜVENSOY'a, her türlü desteği veren çok değerli mühendis arkadaşlarıma, sevgilerini ve desteklerini hiç esirgemeyen aileme teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Haziran 2019

Burak TÜTÜNCÜ
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ	xix
ŞEKİL LİSTESİ	xxi
ÖZET	xxiii
SUMMARY	xxv
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Yapının Tanımı ve Yapılan Kabuller	1
1.3 Hesap Yöntemleri ve Kullanılan Malzemeler	3
1.4 Yapısal Düzensizlik Kontrolleri	7
1.4.1 Planda düzensizlik durumları	8
1.4.1.1 A1 burulma düzensizliği	8
1.4.1.2 A2 döşeme süreksizliği	9
1.4.1.3 A3 planda çıkıntılar bulunması	10
1.4.2 Düşeyde düzensizlik durumları	10
1.4.2.1 B1 komşu katlar arası dayanım düzensizliği (zayıf kat)	10
1.4.2.2 B2 komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat)	10
1.4.2.3 B3 taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği	11
2. YÜK ANALİZİ	13
2.1 Sabit Yükler	13
2.2 Hareketli Yükler	15
2.3 Kar Yükü	16
2.4 Rüzgar Yükü	18
2.5 Deprem Yükü	25
2.5.1 Bina kullanım sınıfı (BKS) ve bina önem katsayısı (I)	25
2.5.2 Deprem tasarım sınıfı (DTS)	25
2.5.3 Bina yükseklik sınıfı (BYS)	27
2.5.4 Bina performans hedefleri ve tasarım yaklaşımları	28
2.5.5 Bina hakim doğal titreşim periyodu	28
2.5.6 Deprem yükü azaltma katsayısı	31
2.5.7 Toplam eşdeğer deprem yükü	32
2.5.8 Katlara etkiyen yatay eşdeğer deprem yükleri	33
2.5.9 Düşey deprem etkisi	34
2.5.10 Yatay deprem yüklerinin etkiye noktaları	35
3. YÜK BİRLEŞİMLERİ	37
4. BİNA TAŞIYICI SİSTEMİNİN YAPISAL ANALİZLERİ	41

4.1 Etkin Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	42
4.2 İkinci Mertebe Etkileri	44
4.3 Kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulunun kontrolü	46
4.3.1 Birinci kat için güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolü	47
4.3.2 Yedinci kat için güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolü	48
5. BİNA TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	51
5.1 Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması	51
5.1.1 Döşeme kirişlerinin basit kiriş olarak boyutlandırılması	52
5.1.1.1 Enkesit kontrolü	52
5.1.1.2 Tasarım dayanımı kontrolü	52
5.1.1.3 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü	55
5.1.2 Döşeme kirişlerinin kompozit kiriş olarak boyutlandırılması	56
5.1.2.1 Kompozit döşeme elemanları için yönetmelik koşulları kontrolü	56
5.1.2.2 Tasarım dayanımı kontrolü	58
5.1.2.3 Çelik sacın kalıp süresince dayanım kontrolü	60
5.1.2.4 Başlıklı çelik ankraj sayısı ve yerleşimi	61
5.1.2.5 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü	62
5.1.3 Döşeme kirişlerinin petek kiriş olarak boyutlandırılması	65
5.1.3.1 Dayanım kontrolü	66
5.1.3.2 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü	68
5.2 Moment Aktarak Çerçeve Kolonlarının Boyutlandırılması	68
5.2.1 Birinci kat 11-A aksı HE700B kolonunun tasarımı	70
5.2.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	71
5.2.1.2 Enkesit kontrolü	73
5.2.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü	74
5.2.2 Yedinci kat 11-A aksı HE500B kolonunun tasarımı	77
5.2.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	78
5.2.2.2 Enkesit kontrolü	80
5.2.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü	80
5.3 Moment Aktaran Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	84
5.3.1 Birinci kat 11/A-B aksları arası çerçeve kirişinin tasarımı	84
5.3.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	85
5.3.1.2 Enkesit kontrolü	86
5.3.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü	87
5.3.1.4 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü	88
5.3.2 Yedinci kat 11/A-B aksları arası çerçeve kirişinin tasarımı	89
5.3.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	89
5.3.2.2 Enkesit kontrolü	91
5.3.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü	91
5.3.2.4 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü	93
5.4 Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması	93
5.4.1 Birinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişinin tasarımı	94
5.4.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	95
5.4.1.2 Enkesit kontrolü	97
5.4.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü	97
5.4.1.4 Bağ kirişi dönme açısı kontrolü	99
5.4.1.5 Berkitme levhaları boyutları ve yerleşimi	100
5.4.2 Yedinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişinin tasarımı	101
5.4.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	102
5.4.2.2 Enkesit kontrolü	104

5.4.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü	104
5.4.2.4 Bağ kirişi dönme açısı kontrolü	106
5.4.2.5 Berkitme levhaları boyutları ve yerleşimi.....	106
5.5 Bağ Kirişleri Dışında Kalan Kiriş Bölümünün Boyutlandırılması	107
5.5.1 Birinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü.....	107
5.5.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	108
5.5.1.2 Enkesit kontrolü	109
5.5.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü	109
5.5.2 Yedinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü	111
5.5.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	112
5.5.2.2 Enkesit kontrolü	113
5.5.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü	113
5.6 Çaprazların Boyutlandırılması	115
5.6.1 Birinci kat C/8-9 aksları arası düşey çaprazların tasarımı	116
5.6.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	116
5.6.1.2 Enkesit kontrolü	117
5.6.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü	118
5.6.1 Yedinci kat C/8-9 aksları arası düşey çaprazların tasarımı	118
5.6.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B1 ve B2 katsayılarının hesabı	119
5.6.1.2 Enkesit kontrolü	120
5.6.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü	120
5.7 Radye Temelin Boyutlandırılması	121
5.7.1 Zemin gerilmesi kontrolleri	121
5.7.2 Tasarım dayanımı kontrolleri.....	123
5.7.3 Zımbalama kontrolü	127
6. BİRLEŞİM DETAYLARININ BOYUTLANDIRILMASI.....	129
6.1 Kolonların Temele Bağlantı Detayının Tasarımı	129
6.2 Birinci Kat Çerçeve Kolon-Kiriş Kaynaklı Birleşim Detayının Tasarımı	137
6.3 Çapraz Elemanın Kiriş ve Kolon Birleşim Detayının Tasarımı.....	140
6.4 Döşeme Kirişi Birleşim Detayının Tasarımı	143
6.5 Kolon Ek Detaylarının Tasarımı	147
6.5.1 İlk altı kat HE700B kaynaklı kolon eki	147
6.5.2 Yedinci kat ile onuncu kat arası HE200B kaynaklı kolon eki	147
6.5.3 HE500B kolonu ile HE700B kolonunun birleşim detayı.....	148
6.5.4 HE700B kolonu bulonlu tam ek detayı.....	148
7. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	155
KAYNAKLAR	159
EKLER	161
ÖZGEÇMİŞ.....	179



KISALTMALAR

BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
ÇYTHYE	: Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik
DG	: Design Guide
GKT	: Güvenlik Katsayıları ile Tasarım
SAP2000	: Structural Analysis Program
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TDTH	: Türkiye Deprem Tehlike Haritaları
TS	: Türk Standartları
YDKT	: Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım



SEMBOLLER

A	: Enkesit alanı
A_c	: Beton enkesit alanı
A_e	: Etkin net enkesit alanı
A_{fb}	: Başlık enkesit alanı
A_g	: Kayıpsız enkesit alanı
A_s	: Çelik enkesit alanı
A_w	: Gövde enkesit alanı
b_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık genişliği
C_h	: İkinci mertebe hesabında kullanılan ampirik katsayı
C_t	: Ampirik doğal titreşim periyodu hesabında kullanılan ampirik katsayı
$d_{fi}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda binanın hakim doğal titreşim periyodunun hesabında I'inci kata etki ettirilen fiktif yükten oluşan yerdeğiştirme [m]
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
DD-2	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-3	: 50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DTS	: Deprem tasarım sınıfı
e	: Bağ kirişi boyu
e	: %5'lik ek dışmerkezlik [m]
E	: Elastisite modülü
$E_d^{(X)}$	: (X) doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
$E_d^{(Y)}$	: (Y) doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
$E_d^{(Z)}$	: (Z) doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
f_{ck}	: Beton karakteristik silindirik basınç dayanımı
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{yd}	: Donatı çeliğinin tasarım akma dayanımı

f_{yk}	: Donatı çeliğinin karakteristik akma dayanımı
F_S	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_1	: 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
$F_{fi}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda binanın hakim doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etki ettirilen fiktif yük [kN]
$F_{iE}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda i'inci kat kütle merkezine etkiyen eşdeğer deprem yükü [kN]
F_{cr}	: Kritik burkulma gerilmesi
F_E	: Kaynak malzemesi karakteristik çekme dayanımı
F_u	: Yapı çeliğinin karakteristik çekme gerilmesi
F_y	: Yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi
F_{ysr}	: Donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi
F_{yb}	: Kiriş malzemesinin karakteristik akma gerilmesi
F_{yc}	: Kolon malzemesinin karakteristik akma gerilmesi
g	: Yerçekimi ivmesi [9.81 m/s^2]
G	: Sabit yük etkisi
h	: Enkesit yüksekliği
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
h_0	: Kesit başlıklarının merkezleri arası uzaklık
H_N	: Bina toplam yüksekliği [m]
i	: Atalet yarıçapı
i_y	: Kiriş enkesitinin zayıf eksene göre atalet yarıçapı
K	: Burkulma katsayısı
KH	: Kontrollü hasar performans düzeyi
L	: Çubuk boyu
L_b	: Basınç başlığının yanal doğrultuda mesnetlendiği veya enkesitin çarpılmaya karşı mesnetlendiği noktalar arası uzaklık
m_i	: i'inci katın toplam kütlesi [t]
M_p	: Karakteristik plastik eğilme dayanımı
M_{pb}^*	: Kiriş kolon birleşim bölgesinde, birleşen kirişlerin her biri için karakteristik plastik moment dayanımlarının $a1.1R$ katı ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon ekseninde meydana gelen ek eğilme momentinin toplamı ile belirlenen eğilme momenti
M_{pc}^*	: Kiriş-kolon birleşim bölgesinde depremin yönü ile uyumlu olarak, kolon eğilme momenti dayanımlarını en küçük yapan tasarım eksenel

kuvvetleri gözönüne alınarak hesaplanan üst veya alt kat kolon eğilme momenti dayanımı

M_{pr}	: Olası eğilme momenti kapasitesi
M_r	: Gerekli eğilme dayanımı
M_u	: (YDKT) yük birleşimleri esas alınarak belirlenen gerekli eğilme dayanımı
M_{uc}	: Kiriş-kolon birleşiminde, kirişin kolon yüzündeki gerekli eğilme momenti dayanımı
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N_{dm}	: Düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında hesaplanan kolon eksenel kuvveti
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı Deprem yükü azaltma katsayısı
P_r	: Gerekli eksenel kuvvet dayanımı
P_u	: (YDKT) yük birleşimleri ile hesaplanan gerekli eksenel kuvvet dayanımı
P_{uc}	: Arttırılmış deprem etkileri gözönüne alınarak, (YDKT) yük birleşimleri için hesaplanan gerekli eksenel basınç kuvveti
P_y	: Akma sınır durumunda eksenel kuvvet dayanımı
R_t	: Olası çekme dayanımının karakteristik çekme dayanımına oranı
R_y	: Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı
S	: Kar yükü etkisi
$S_{ae}(T)$	: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi [g]
$S_{aR}(T)$	: Azaltılmış tasarım spektral ivmesi [g]
S_{DS}	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_{D1}	: 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_S	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_1	: 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
SH	: Sınırlı hasar performans düzeyi
t	: Kalınlık
t_{bf}	: Kiriş enkesitinin başlık kalınlığı
t_{cf}	: Kolon enkesitinin başlık kalınlığı
t_t	: Takviye levhası kalınlığı
t_w	: Gövde kalınlığı
T	: Doğal titreşim periyodu

T_A	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
T_B	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
T_L	: Yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu [s]
T_p	: Binanın hakim doğal titreşim periyodu [s]
T_{pA}	: Ampirik olarak hesaplanan hakim doğal titreşim periyodu [s]
u_p	: Döşemede zımbalama çevresi
$u_i^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda herhangi bir kolon için i'inci kattaki azaltılmış yerdeğiştirme [m]
V_e	: Deprem etkilerinden oluşan tasarım kesme kuvveti
V_c	: Betonun kesme kuvveti dayanımına katkısı
V_d	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
$V_i^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda i'inci kattaki azaltılmış kat kesme kuvveti [kN]
V_n	: Karakteristik kesme kuvveti dayanımı
V_p	: Plastik kesme kuvveti dayanımı
$V_{tE}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü [kN]
V_{uc}	: Kiriş-kolon birleşiminin kolon yüzündeki gerekli kesme kuvveti dayanımı
W_p	: Plastik mukavemet momenti
Q	: Hareketli yük etkisi
$\Delta_i^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi [m]
$(\Delta_i^{(X)})_{ort}$	: (X) deprem doğrultusunda ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi [m]
$(\Delta_i^{(X)})_{max}$	: (X) deprem doğrultusunda ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden maksimum azaltılmış görelî kat ötelemesi [m]
$\Delta F_{NE}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü [kN]
η_{bi}	: i'inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
η_{ci}	: i'inci katta tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı
η_{ki}	: i'inci katta tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı
$\delta_i^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolonun etkin görelî kat ötelemesi [m]

$\delta_{i,max}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki etkin görelî kat ötelemelerinin en büyük değeri [m]
λ	: Görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında kullanılan ampirik katsayı
λ_{hd}	: Süneklik düzeyi yüksek elemanlar için enkesit koşulu sınır değeri
κ	: İzin verilen görelî kat ötelemelerinin tanımında betonarme ve çelik taşıyıcı sistemler için farklı olarak kullanılan katsayı
θ_p	: Görelî kat ötelemesi açısı
$\theta_{II,i}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda her bir i'inci kat için tanımlanan ikinci mertebe gösterge değeri
$\theta_{II,max}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusunda tanımlanan maksimum ikinci mertebe gösterge değeri
γ_p	: Bağ kirişî dönme açısı
ϕ	: Dayanım katsayısı



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1	: (X) doğrultusu A1 burulma düzensizliği.....	9
Çizelge 1.2	: (Y) doğrultusu A1 burulma düzensizliği.....	9
Çizelge 1.3	: (X) doğrultusu B2 rijitlik düzensizliği.....	11
Çizelge 1.4	: (Y) doğrultusu B2 rijitlik düzensizliği.....	11
Çizelge 2.1	: Kar ortalama gevşek yığın birim hacim ağırlıkları.....	17
Çizelge 2.2	: Arazi kategorileri ve arazi parametreleri.....	19
Çizelge 2.3	: (X) doğrultusu katlara etkiyen toplam rüzgar yükleri.....	23
Çizelge 2.4	: (Y) doğrultusu katlara etkiyen toplam rüzgar yükleri.....	23
Çizelge 2.5	: Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları.....	25
Çizelge 2.6	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı.....	26
Çizelge 2.7	: 1 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı.....	26
Çizelge 2.8	: Deprem tasarım sınıfları (DTS).....	27
Çizelge 2.9	: Bina yükseklik sınıfları.....	27
Çizelge 2.10	: Performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları.....	28
Çizelge 2.11	: Kat ağırlıkları ve kat kütleleri.....	29
Çizelge 2.12	: (X) doğrultusu $F_0=1000$ kN fiktif kuvvet etkisinde oluşan kat yerdeğiştirmeleri ve periyot hesabı.....	30
Çizelge 2.13	: (Y) doğrultusu $F_0=1000$ kN fiktif kuvvet etkisinde oluşan kat yerdeğiştirmeleri ve periyot hesabı.....	30
Çizelge 2.14	: Süneklik düzeyi yüksek çelik bina taşıyıcı sistemleri için davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı.....	32
Çizelge 2.15	: Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar.....	32
Çizelge 2.16	: Katlara etkiyen toplam eşdeğer deprem yükleri.....	34
Çizelge 4.1	: Katlara etkiyen fiktif yükler.....	42
Çizelge 4.2	: (X) doğrultusu etkin görelî kat ötelemesi kontrolü.....	44
Çizelge 4.3	: (Y) doğrultusu etkin görelî kat ötelemesi kontrolü.....	44
Çizelge 4.4	: (X) doğrultusu ikinci mertebe gösterge değeri.....	46
Çizelge 4.5	: (Y) doğrultusu ikinci mertebe gösterge değeri.....	46
Çizelge 7.1	: Farklı tip döşeme kirişleri için gerekli profil enkesitleri.....	156
Çizelge 7.2	: İlk altı kat için taşıyıcı sistem eleman boyutları.....	157
Çizelge 7.3	: Yedinci kat ile onuncu kat arası taşıyıcı sistem boyutları.....	157
Çizelge 7.4	: Çelik profil metrajı.....	157
Çizelge 7.5	: Döşeme kirişleri ağırlık karşılaştırması.....	158



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1	:Bina tipik kat planı.	2
Şekil 1.2	:Bina 3 boyulu hesap modeli.	3
Şekil 1.3	:Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve tipleri.....	5
Şekil 1.4	:(X) doğrultusu taşıyıcı sistem kesiti.	6
Şekil 1.5	:(Y) doğrultusu taşıyıcı sistem kesiti.	6
Şekil 2.1	:Sabit yük yükleme durumu.....	14
Şekil 2.2	:Duvar yükü yükleme durumu.....	15
Şekil 2.3	:Hareketli yük yükleme durumu.	16
Şekil 2.4	:Kar yükü yükleme durumu.....	17
Şekil 2.5	: $h \leq b$ durumu için rüzgar basıncı profilinin şekli.	18
Şekil 2.6	: $h > 2b$ durumu için rüzgar basıncı profilinin şekli.	18
Şekil 2.7	:(X) doğrultusu rüzgar yükü yükleme durumu.	24
Şekil 2.8	:(Y) doğrultusu rüzgar yükü yükleme durumu.	24
Şekil 5.1	:Döşeme kirişi (1.2G+1.6Q) yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti dayagramları.	51
Şekil 5.2	: C_b moment düzeltme katsayısı değeri	54
Şekil 5.3	:Döşeme kirişi (G+Q) yük birleşimi için sehim dayagramı	55
Şekil 5.4	:Kompozit döşeme kesiti	57
Şekil 5.5	:Kompozit kirişte eğilme momenti için genel plastik gerilme yayılımı	58
Şekil 5.6	:Katlanmış ince cidarlı eğilme elemanı	60
Şekil 5.7	:Kompozit döşeme dönüştürülmüş enkesit modeli.....	64
Şekil 5.8	:Petek kiriş izostatik sistem	65
Şekil 5.9	:Petek kiriş enkesiti.....	66
Şekil 5.10	:1. kat A-11 Aksı HE700B kolonu (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.....	70
Şekil 5.11	:1. kat A-11 Aksı HE700B kolonu (0.3Ex +Ey) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.....	71
Şekil 5.12	:7. kat A-11 Aksı HE500B kolonu (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı.....	78
Şekil 5.13	:7. kat A-11 Aksı HE500B kolonu (0.3Ex +Ey) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.....	78
Şekil 5.14	:1. kat 11/A-B Aksları arası HE360B kirişi (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı.....	85
Şekil 5.15	:1. kat 11/A-B Aksları arası HE360B kirişi (0.3Ex +Ey) yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı.....	85
Şekil 5.16	:7. kat 11/A-B Aksları arası HE300B kirişi (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı.....	90
Şekil 5.17	:7. kat 11/A-B Aksları arası HE300B kirişi (0.3Ex +Ey) yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı.....	90

Şekil 5.18	:1. kat C/8-9 Aksları arası HE300B bağ kirişi (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı 95
Şekil 5.19	:1. kat C/8-9 Aksları arası HE300B bağ kirişi (Ex+0.3Ey) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı 95
Şekil 5.20	:7. kat C/8-9 Aksları arası HE260B bağ kirişi (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı 101
Şekil 5.21	:7. kat C/8-9 Aksları arası HE260B bağ kirişi (Ex+0.3Ey) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı 102
Şekil 5.22	:1.4G+1.6Q yüklemesi için zemin gerilmesi diyagramı 121
Şekil 5.23	:Deprem yüklemeleri için maksimum zemin gerilmesi diyagramı..... 122
Şekil 5.24	:Deprem yüklemeleri için minimum zemin gerilmesi diyagramı.....122
Şekil 5.25	:Temel M11 maksimum eğilme momenti diyagramı (kNm)..... 124
Şekil 5.26	:Temel M11 minimum eğilme momenti diyagramı (kNm)..... 124
Şekil 5.27	:Temel M22 maksimum eğilme momenti diyagramı (kNm)..... 125
Şekil 5.28	:Temel M22 minimum eğilme momenti diyagramı (kNm)..... 125
Şekil 5.29	:Temel V13 maksimum kesme kuvveti diyagramı (kN) 126
Şekil 5.30	:Temel V23 maksimum kesme kuvveti diyagramı (kN) 127
Şekil 6.1	:Temel bağlantı detayı 129
Şekil 6.2	:Çerçeve kolon-kiriş kaynaklı birleşim detayı 137
Şekil 6.3	:Çapraz eleman birleşim detayı..... 141
Şekil 6.4	:Döşeme kirişi birleşim detayı 144
Şekil 6.5	:HE500B kolonu ile HE700B kolonu birleşim detayı 148
Şekil 6.6	:HE700B kolonu bulonlu tam ek detayı detayı..... 149
Şekil 5.10	:11 Aksı 1.505G+Q+0.2S yük birleşimi moment diyagramı..... 162
Şekil 5.11	:11 Aksı (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi normal kuv. diyagramı..... 163
Şekil 5.11	:11 Aksı (1.505G+Q+0.2S) yük birleşimi kesme kuv. diyagramı..... 164
Şekil 5.13	:11 Aksı (0.3Ex + Ey) yük birleşimi moment diyagramı 165
Şekil 5.14	:11 Aksı (0.3Ex + Ey) yük birleşimi normal kuvvet diyagramı 166
Şekil 5.15	:11 Aksı (0.3Ex + Ey) yük birleşimi kesme kuvveti diyagramı 167

ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ-2018'E GÖRE TASARIMI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, sosyal konut kullanım amacıyla inşa edileceği varsayılan 10 katlı çelik bir binanın, 2019 yılı Ocak ayı itibarıyla yürürlüğe giren TBDY'nin getirmiş olduğu yeni hesap şartlarına göre tasarımı yapılmıştır. Yönetmelikte belirtildiği şekilde taşıyıcı sistem elemanlarının ve birleşimlerinin, yapının işletme süresi boyunca kendilerinden beklenen tüm işlevleri belirli bir güvenlik altında yerine getirebilecek düzeyde dayanım, stabilite ve rijitliğe sahip olacak şekilde boyutlandırılması amaçlanmıştır.

770 m² oturma alanına sahip olan bina, her bir kat yüksekliği 4 m olan 10 kattan oluşmaktadır. Yeni yönetmeliğe göre deprem yükleri altında sade bir tasarım yapılabilmesi için taşıyıcı sistemin simetrik ve düzenli olarak yerleştiği bir mimari plan tercih edilmiştir. Yerel zemin sınıfı “ZC” olarak seçilmiştir. Zemin tasarım taşıma gücü, $q_t = 300 \text{ kN/m}^2$, düşey yatak katsayısı, $k_v = 20000 \text{ kN/m}^3$ olarak kabul edilmiştir.

Yapının, Kocaeli ilinde, 40.845803/29.716728 koordinatlarında inşa edileceği varsayılmıştır. Bu koordinatlarda, DD-2 deprem yer hareketi düzeyi ve ZC yerel zemin sınıfı için “Türkiye Deprem Tehlike Haritaları” kullanılarak elde edilen kısa periyot spektral ivme katsayısı, $S_{DS} = 1.523 \geq 0.75$ olduğundan dolayı Deprem Tasarım Sınıfı, $DTS = 1$ olarak kabul edilmiştir.

Bina taşıyıcı sistemi, boyuna yönde yatay yük sönümleme kapasitesinin fazla olması ve yüksek rijitlik sağlaması avantajları nedeniyle süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerden, enine yönde süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşmaktadır. Kullanılan tüm eleman enkesitleri, yüksek süneklik düzeyi şartlarını sağlayacak şekilde seçilmiştir.

Deprem yükü hesapları için Eşdeğer Deprem Yükü yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemin kullanılabilirlik koşulları için izin verilen bina yükseklik sınıfı, burulma düzensizliği katsayısı ve komşu katlar arası rijitlik düzensizliği durumları incelenmiş ve binadaki bu durumların deprem yönetmeliğinde belirtilen şartları sağladığı gösterilmiştir.

Sabit ve hareketli yükler için “TS-498 Yapı Elemanlarının Boyutlandırmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri” standardı, kar yükü hesaplarında “TS-EN 1-3 Kar Yükleri” standardı, rüzgar yükü hesaplarında “TS-EN 1-4 Rüzgar Etkileri” standardı kullanılmıştır. Deprem yükleri ile ilgili parametreler ve kurallar için “TBDY-2018”, çelik taşıyıcı elemanların, birleşimlerin hesabı ve enkesit koşullarının uygunluğu için “ÇYTHYE-2018” koşulları dikkate alınmıştır. Taşıyıcı sistemin boyutlandırılması ve eleman iç kuvvetlerinin elde edilmesinde, Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi için belirtilen hesap kuralları ve yük birleşimleri kullanılmıştır.

Taşıyıcı sistemi oluşturan kolonların ve kirişlerin yapısal çelik sınıfları sırasıyla, S355 ve S275 olarak seçilmiştir. Boru profillerden teşkil edilen çapraz elemanlar için S275 sınıfındaki çelikler kullanılmıştır. Kolon taban levhaları S355, diğer tüm levhalar S235 kalitesinde kullanılmıştır. Radye temel ve kompozit döşemeler için C35 kalitesinde beton ve S420 kalitesinde donatı çeliği kullanılmıştır.

Bina taşıyıcı sistemin yapısal analizleri, genel analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Taşıyıcı sistem elemanlarının gerekli dayanımları, azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci merteye etkileri dikkate alınarak bulunmuştur.

Yapının tüm statik ve dinamik analizleri için Sap-2000 v19.0.0 bilgisayar programı kullanılmıştır. Oluşturulan hesap modelinde kolon, kiriş ve çapraz profiller için çubuk elemanlar, temeller için kabuk elemanlar tanımlanmıştır. Çelik genel konstrüksiyon kat planları, enine ve boyuna doğrultuda kesitler, temel aplikasyon planı ve birleşim detay çizimleri Tekla-v19 ve Autocad programları ile yapılmıştır.



DESIGN OF A MULTI-STOREY STEEL STRUCTURE ACCORDING TO TURKEY BUILDING EARTHQUAKE CODE-2018

SUMMARY

In this study, which is prepared as a master thesis, design of a 10-storey steel structure is made according to Turkey Building Earthquake Code-2018. It is assumed that the structure will be built for social housing use. It is intended that the structural system elements and the steel connection details be dimensioned in such a way that they have the strength, stability and rigidity of the structure to perform all the functions expected from them during a certain period of time under a certain safety.

The structural system of the building consists of 11 grid with 5 m openings in the longitudinal direction and 3 grid with 6 m, 2 m and 6 m openings respectively in the transverse direction. The total length of the building in the plan is 55 m x 14 m as shown in Figure 1.1. The building is designed as 10 floors. Floor heights are 4 m on all floors including ground floor. The building has 770 m² settlement area and consists of 10 floors each with a height of 4 meters. An architectural plan with symmetrical and regular structural system was chosen in order to make a simple design under earthquake loads according to new calculation rules in TBDY-2018. Local site class selected as "ZC". The soil bearing capacity and vertical coefficient of soil reaction were accepted as $q_t = 300 \text{ kN/m}^2$ and $k_v = 20000 \text{ kN/m}^3$.

It is assumed that the building will be constructed in Kocaeli with 40.845803 latitude and 29.716728 longitude coordinates. Short period spectral acceleration coefficient was obtained for "DD-2" earthquake ground motion class and "ZC" local site class by using Turkey Earthquake Hazard Map. Since short period spectral acceleration coefficient, $S_{DS} = 1.523 \geq 0.75$, earthquake design class accepted as, DTS=1.

Seismic loads are fully resisted by eccentrically braced frames in longitudinal direction and resisted by only steel frames in transverse direction. The building lateral load carrying system which consists of eccentrically braced frames in longitudinal direction, has high damping capacity and provides high rigidity. Under horizontal loads such as earthquake loads and wind loads, eccentrically braced frames have a regular cross-elastic behavior and good energy-damping capacities. Therefore, considering the fact that the structure will be constructed in a high seismicity like Izmit, eccentric braced steel frames are preferred. All element cross-sections were selected to meet high ductility requirements.

Equivalent Seismic Load Method is used for earthquake load calculations. The permissible conditions for using of this method, such as the height of the building, the torsional irregularity coefficient, and the irregularities of stiffness between the floors were investigated and these circumstances were shown to meet the conditions specified in the earthquake code. In order to ensure that earthquake behavior is predictable and to prevent additional effects due to eccentricities, the structural system should be designed as simple, simple, orderly and symmetrical as possible. The cases

that caused irregularities regarding irregular buildings whose design should be avoided due to the negative behavior of the earthquake were examined in terms of substances. There are no irregularities in the structure.

Building usage class, building importance coefficient, earthquake design class, building height class and building performance target have been determined in accordance with TBDY-2018. The dominant natural vibration period of the building was calculated according to the horizontal fictitious loads given to the structure and the displacements resulting from these loads. It has been shown that these period values are smaller and appropriate than the empirical dominant vibration period values specified in the regulation. Earthquake load reduction coefficient and total equivalent earthquake load of the building were calculated. Since the equivalent earthquake load value is smaller than the minimum shear force specified in the regulation, the minimum equivalent earthquake load is used in the earthquake calculations. According to these loads, the additional equivalent earthquake load acting on the tray of the building was calculated and earthquake loads acting on the floors were obtained.

The vertical earthquake effect, which has to be taken into account with the new regulation, is included in the coefficient G load using the approximate calculation method given in the regulation and taken into account in the calculations. Equivalent earthquake loads acting on the floors were applied to the determined points by shifting + 5% and - 5% of the building width in the direction perpendicular to the earthquake direction considered in order to take into account the additional eccentricity effect and also to the floor mass center.

Generally “TS-498 Calculation Values of Loads to be Taken in Design of Structural Elements” regulation used for dead and moving loads. “TS-EN 1-3 General actions – Snow Loads” and “TS-EN 1-4 General actions – Wind Loads” used for snow and wind loads calculations. To be used in wind load calculations, the land is classified as an area class (Category IV) covered by buildings with at least 15% of the surface and an average height exceeding 15 m. According to the meteorological data, the maximum snow height is assumed to be 80 cm for the Izmit region where the structure is located. For parameters and rules related to earthquake loads "Turkey Building Earthquake Code 2018", for calculations of steel structural elements and connection details and for the cross-sectional conditions "Design of Steel Structures, Regulation on Design and Construction Principles-2018" conditions are taken into consideration. For the dimensioning of the structural system and obtaining the internal forces of the element, the calculation rules and load combinations specified for the Load and Resistance Factor Design method were used.

The slabs are dimensioned in 3 different ways as simple beam, composite beam and castellated beam. As a result of stress and deflection checks, it has been shown that the floor beam should be formed from IPE240 in case of simple beam, IPE180 in case of composite beam and IPE200 in case of castellated beam. It has been found to be more advantageous and preferred that the composite flooring is both lightweight as the profile used and its in-plane stiffness is provided by the combination of concrete and steel thanks to the studs produced, since no cross-system is required in the additional plane. The force transfer between the structural steel element and the concrete (longitudinal shear force) is provided by steel anchors embedded in concrete.

In the design of the building, not only the structure has sufficient strength but also an economic solution has been taken into consideration. The total steel profile is calculated as 9609 tons and the total usage area of the building is 7700 m².

Accordingly, the weight of the steel corresponding to one square meter area is calculated as 0.125 tons/m².

As a foundation system, a raft foundation with a height of 100 cm placed at a depth of 2 m was preferred. In the case of 1.4G + 1.6Q and earthquake loads, the ground stresses were examined and the stresses were shown to be less than 300 kN/m². Then, the minimum reinforcement is placed and it is checked whether these reinforcement can meet the incoming moments. Additional reinforcements have been added to the lower areas of the column. Shear force calculations were made and it was shown that stand reinforcement which was discarded with 160 cm intervals was sufficient. It is also shown in the calculations that the punching detail of the 140 cm*100 cm reinforced concrete column headed foundation is sufficient.

It has been shown that for the steel frame systems with high ductility levels, the condition of the columns to be stronger than the beams in the direction of the earthquake in the beam-column joint.

In cases specified by the regulation, increased earthquake loads calculated using the strength coefficients for steel structural elements and joint details are used. However, the internal forces enlarged by the coefficient D shall not be greater than the internal forces compatible with the yield boundary condition in the section as required by the capacity design principle. For steel frames with high ductility level, the strength coefficient is taken as $D = 3$, and for the eccentric diagonal steel frames with high ductility level, the strength coefficient is taken as $D = 2.5$.

The structural steel classes of the columns and beams forming the structural system were chosen as S355 and S275. Also S275 class steels were used for the brace members which formed from pipe profiles. Column base plates were used in S355 quality. All other plates are in S235 quality. Concrete class “C35” and reinforcement steel class “S420” were used for raft foundation and composite slabs. Bolts of grades 6.8 and 10.9 are used in the steel joining details. In addition, the weld metal class is selected as E550.

The structural analysis of the building carrier system was carried out using the general analysis method. The required strengths of the structural system elements were determined by considering the reduced element stiffness and second order effects. Sap-2000 v19.0.0 computer program was used for all static and dynamic analysis of the structure. In the calculation model, frame elements were defined for columns, beams and braces and shell elements were defined for raft foundation. Steel general construction floor plans, cross sections in the both directions, foundation application plan and steel connection detail drawings were prepared with Tekla-v19 and Autocad programs.



1. GİRİŞ

1.1 Konu

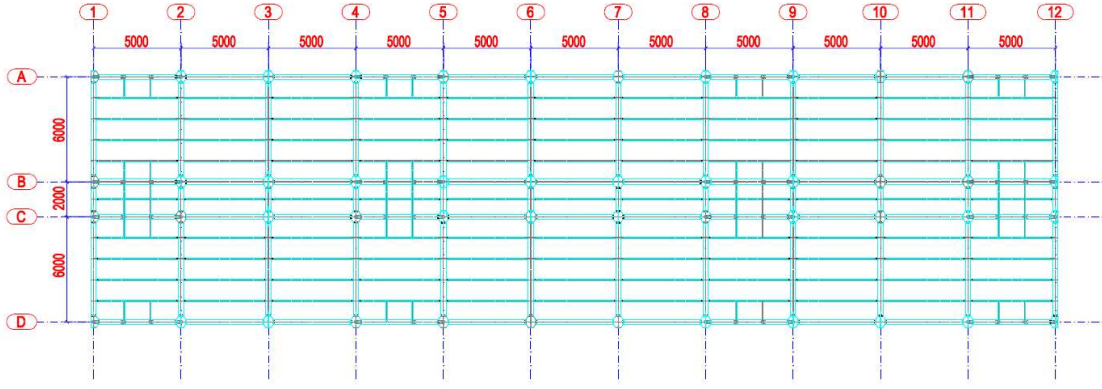
Bu tez çalışması, geometrisi bakımından düzenli ve simetrik çok katlı bir çelik yapının TBDY-2018 ve ÇYTHYE-2018'e göre tasarımını içermektedir. Taşıyıcı sistem elemanlarının ve birleşimlerinin, yapının kullanım süresi boyunca kendilerinden beklenen tüm işlevleri belirli bir güvenlik altında yerine getirebilecek düzeyde dayanım, stabilite ve rijitliğe sahip olacak şekilde boyutlandırılması amaçlanmıştır.

1.2 Yapının Tanımı ve Yapılan Kabuller

Tasarımı yapılan bu yapının, Kocaeli ilinde, 40.845803 enlem ve 29.716728 boylam koordinatlarında inşa edileceği varsayılmaktadır. Yeni yönetmeliğe uygun olarak deprem yükleri altında sade bir tasarım yapılabilmesi amacıyla taşıyıcı sistemin düzenli olarak yerleştiği bir mimari plan tercih edilmiştir.

Binanın aks sistemi, boyuna doğrultuda açıklıkları 5'er m olan 11 aks ve enine doğrultuda açıklıkları sırası ile 6 m, 2 m ve 6 m olan 3 akstan oluşmaktadır. Binanın plandaki toplam uzunlukları Şekil 1.1'de görüldüğü üzere 55 m x 14 m'dir. Bina 10 katlı olarak tasarlanmıştır. Kat yükseklikleri zemin kat dahil bütün katlarda 4 m'dir. Temel tipi olarak 2 m derinliğe yerleştirilmiş 1 m yüksekliğinde radye temel sistemi tercih edilmiştir. Temel üstünden itibaren ölçülen bina toplam yüksekliği 41 m'dir. Her bir kat inşaat alanı 770 m², bina toplam inşaat alanı 7700 m²'dir.

Bina taşıyıcı sistemi boyuna yönde, yatay yük sönümleme kapasitesinin fazla olması ve yüksek rijitlik sağlaması nedeni ile süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerden, enine yönde süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşmaktadır. Yapının kolon ve kirişleri I enkesitli elemanlardan, çaprazları boru ekesitli elemanlardan teşkil edilmiştir. Kullanılan tüm eleman enkesitleri, yüksek süneklik düzeyi şartlarını sağlayacak şekilde seçilmiştir.



Şekil 1.1: Bina tipik kat planı.

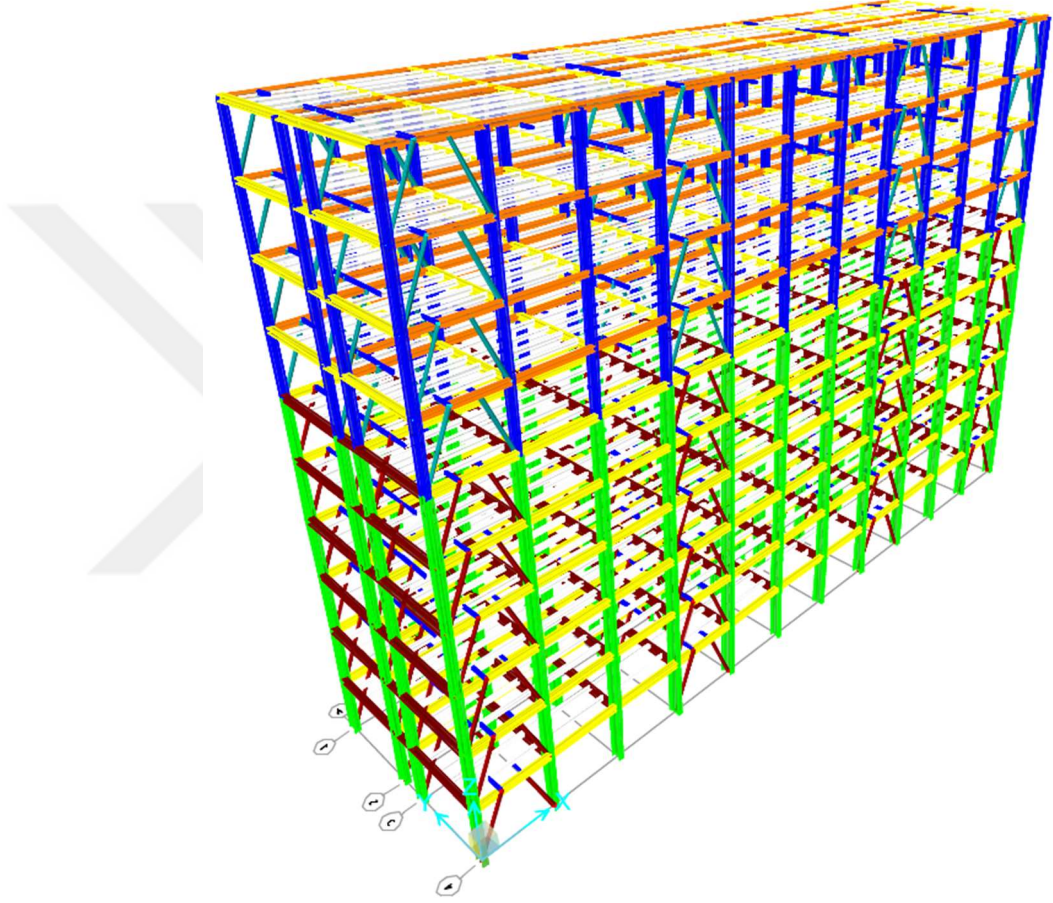
Döşeme sistemi basit kiriş, kompozit kiriş ve petek kiriş olarak 3 farklı şekilde tasarlanmış ve profil karşılaştırması yapılmıştır.

Yapının tüm statik ve dinamik analizleri için Sap-2000 v19.0.0 bilgisayar programı kullanılmıştır. Oluşturulan hesap modelinde kolonlar, kirişler ve çaprazlar için çubuk elemanlar, temeller için kabuk elemanlar tanımlanmıştır (Şekil 1.2). Çelik genel konstrüksiyon kat planları, enine ve boyuna doğrultuda kesitler, temel aplikasyon planı ve birleşim detay çizimleri Tekla-v19 ve Autocad programları ile yapılmıştır.

Yapı hakkındaki bilgiler genel olarak aşağıda verilmiştir.

- Yapının kullanım amacının sosyal konut olması sebebiyle,
Bina Kullanım Sınıfı, $BKS = 3$,
Bina Önem Katsayısı, $I = 1.0$,
Hareketli Yük Kütle Katılım Katsayısı $n = 0.30$ olarak kabul edilmiştir.
- Yapı yatay tasarım spektrumu köşe periyotları,
 $T_A = 0.068 sn$, $T_B = 0.342 sn$, $T_L = 6.000 sn$ olarak hesaplanmıştır.
- Bina kullanım sınıfı ve yapı tasarım spektral ivme katsayısına bağlı olarak,
Deprem Tasarım Sınıfı, $DTS = 1$ olarak bulunmuştur.
- Yapının bulunduğu lokasyon için Yerel Zemin Sınıfı “ZC” olarak kabul edilmiştir. Temel hesaplarında zemin parametreleri,
Zemin tasarım taşıma gücü $q_t = 300 kN/m^2$,
Düşey yatak katsayısı $k_v = 20000 kN/m^3$ olarak kabul edilmiştir.

- Rüzgar yükü hesaplarında kullanılmak üzere arazi, yüzeyin en az %15'i, yükseklik ortalaması 15 m'yi aşan binalarla kaplı alan sınıfına (Kategori IV) girmektedir.
- Kar yükü hesaplarında kullanılmak üzere, meteorolojik verilere göre yapının bulunduğu İzmit bölgesi için maksimum kar yüksekliği 80 cm olarak kabul edilmiştir.



Şekil 1.2: Bina 3 boyutlu hesap modeli.

1.3 Hesap Yöntemleri ve Kullanılan Malzemeler

Yapının geometrik boyutları, eleman enkesit özellikleri, malzeme kaliteleri ve gerekli tüm bilgiler Sap-2000 v19.0.0 bilgisayar programına tanımlanarak 3 boyutlu hesap modeli oluşturulmuştur. Kolonlar, kirişler ve çaprazlar için çubuk elemanlardan, radye temel için kabuk elemanlardan yararlanılmıştır. Yapının tüm statik/dinamik analizleri ilgili bölümlerde açıklanan yük kombinasyonları kullanılarak bu bilgisayar programı

ile yapılmış ve eleman iç kuvvetleri elde edilerek el hesapları ile kesit ve birleşimlerin tahkikleri yapılmıştır.

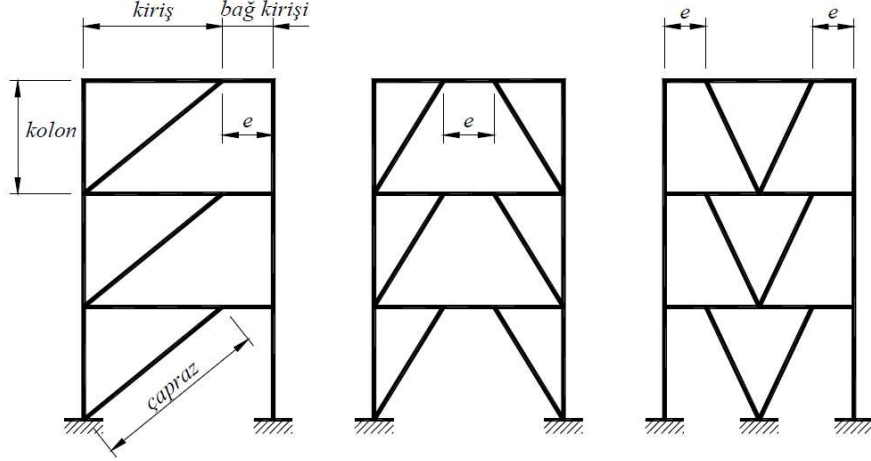
Yapıya etkiyen yükler ilgili bölümlerde ayrıntılı olarak tanımlanmıştır. Sabit ve hareketli yükler için “TS-498 Yapı Elemanlarının Boyutlandırmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri” standardı, kar yükü hesapları için “TS-EN 1-3 Kar Yükleri” standardı, rüzgar yükü hesapları için “TS-EN 1-4 Rüzgar Etkileri” standardı kullanılmıştır. Deprem yükleri ile ilgili parametreler ve kriterler için “TBDY-2018”, çelik taşıyıcı elemanların ve birleşimlerinin hesabı, enkesit koşullarının uygunluğu için “ÇYTHYE-2018” koşulları dikkate alınmıştır. Radye temel ile ilgili hesaplar için “TS500 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları” standardı kullanılmıştır.

Deprem yükü hesabı için Eşdeğer Deprem Yükü yöntemi seçilmiştir. Bu yöntemin uygulanabilirlik koşulları için izin verilen bina yükseklik sınıfı, burulma düzensizliği katsayısı ve komşu katlar arası rijitlik düzensizliği durumları incelenmiş ve binadaki bu durumların deprem yönetmeliğinde belirtilen şartları sağladığı gösterilmiştir.

Çelik binaların yatay yük taşıyıcı sistemleri, süneklik düzeyleri ve deprem etkileri bakımından üç sınıfa ayrılmışlardır. Süneklik düzeyi yüksek sistemlerin enerji sönümleme kapasitesinin fazla olması nedeniyle yapı, yüksek sünek olarak tasarlanmıştır. Yatay yük taşıyıcı sistemi, (X) doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerden, (Y) doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerden oluşmaktadır (Şekil 1.4/Şekil 1.5). Taşıyıcı sistem elemanları, yapıdaki süneklik düzeyi yüksek koşulunun sağlanabilmesi amacıyla genellikle HEB ve IPE tipi profillerden seçilmiştir.

Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler, hem çerçeve sistemlerin yüksek süneklik özelliğine hem de merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemlerin yüksek rijitlik özelliğine sahip sistemlerdir. Deprem yükleri ve rüzgar yükleri gibi yatay yükler altında düzenli bir elastik ötesi davranışları ve iyi bir enerji sönümleme kapasiteleri vardır. Bu nedenle, yapının İzmit gibi depremselliği yüksek olan bir bölgede inşa edileceği göz önünde bulundurularak dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler tercih edilmiştir. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve tipleri Şekil 1.3’de gösterilmektedir. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin belirgin özelliği, çapraz elemanların en az bir ucunun bağ kirişi olarak adlandırılan elemanlara bağlanması ve çapraz eleman üzerindeki iç kuvvetlerin bu elemanlara aktarılmasıdır. Yapıda, bağ kirişinin orta bölümde olduğu çerçeve tipi

tercih edilmiştir. Yatay kuvvetler altında dışmerkez çaprazlı çerçevedeki elastik ötesi etkiler bağ kirişleri ile sınırlandırılır. Günümüz yönetmeliklerinin amacı, tamamen akma ve pekleşme yoluyla ortaya çıkan kuvvetler altında bağ kirişi dışında kalan kiriş parçası, kolonlar ve diyagonal çaprazlar elastik kalırken, bağ kirişlerindeki tekrarlı akmanın kararlı şekilde oluşabilmesini sağlamaktır.



Şekil 1.3: Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve tipleri.

Taşıyıcı sistemi oluşturan kolonların ve kirişlerin yapısal çelik sınıfları sırasıyla, S355 ve S275 olarak seçilmiştir. Boru profillerden teşkil edilen çapraz elemanlar için ise S275 sınıfındaki çelikler kullanılmıştır. Kolon taban levhaları S355, diğer tüm levhalar S235 kalitesinde kullanılmıştır. Çelik elemanların malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

$$\text{S355 Çelik sınıfı için ; } F_y = 355 \text{ N/mm}^2, F_u = 510 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{S275 Çelik sınıfı için ; } F_y = 275 \text{ N/mm}^2, F_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

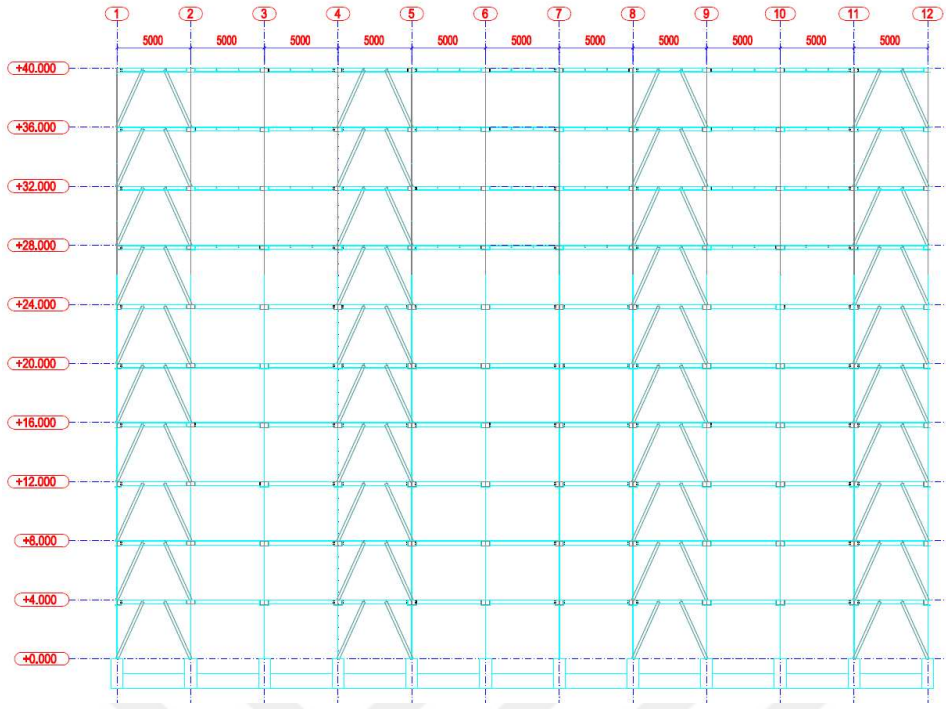
$$\text{S235 Çelik sınıfı için ; } F_y = 235 \text{ N/mm}^2, F_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

Çelik birleşim detaylarında 6.8 ve 10.9 sınıflarında bulonlar kullanılmıştır. Ayrıca kaynak metali sınıfı E550 olarak seçilmiştir. Bulonlara ve kaynak metaline ait karakteristikler aşağıda verilmiştir.

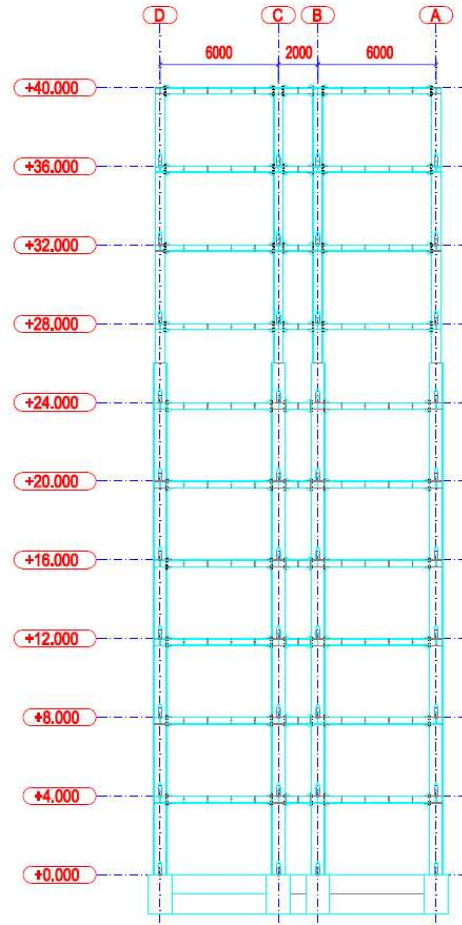
E550 kaynak metali sınıfı için ;

$$\text{Karakteristik akma gerilmesi, } F_y = 470 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Minimum çekme dayanımı, } F_E = 550 \text{ N/mm}^2$$



Şekil 1.4: (X) doğrultusu taşıyıcı sistem kesiti.



Şekil 1.5: (Y) doğrultusu taşıyıcı sistem kesiti.

6.8 Bulon sınıfı için;

Karakteristik akma gerilmesi, $F_{yb} = 480 \text{ N/mm}^2$

Çekme dayanımı, $F_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$

8.8 Bulon sınıfı için;

Karakteristik akma gerilmesi, $F_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

Çekme dayanımı, $F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

10.9 Bulon sınıfı için;

Karakteristik akma gerilmesi, $F_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$

Çekme dayanımı, $F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

Radye temel ve kompozit döşemeler için C35 kalitesinde beton, S420 kalitesinde donatı çeliği kullanılmıştır. Betona ve donatı çeliğine ait malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

C35 Beton Sınıfı için;

Karakteristik basınç dayanımı, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik eksenel çekme dayanımı, $f_{ctk} = 2.1 \text{ N/mm}^2$

Elastisite modülü, $E_c = 33000 \text{ N/mm}^2$

Beton Poisson oranı, $\mu_c = 0.20$

Isıl genleşme katsayısı, $\alpha_t = 10^{-5}/^\circ\text{C}$

S420 Donatı Çeliği için;

Minimum akma dayanımı, $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$

Minimum kopma dayanımı, $f_{su} = 500 \text{ N/mm}^2$

Elastisite modülü, $E = 200000 \text{ N/mm}^2$

1.4 Yapısal Düzensizlik Kontrolleri

Deprem davranışının öngörülebilir olmasının sağlanabilmesi ve dışmerkezlilikler sebebiyle oluşacak ilave etkilerin önüne geçilebilmesi amacıyla yapı taşıyıcı sisteminin olabildiğince sade, basit, düzenli ve simetrik olarak tasarlanması

gerekmektedir. Depreme karşı davranışlarındaki olumsuzluklar sebebi ile tasarımından kaçınılması gereken düzensiz binalar ile ilgili olarak düzensizlik meydana getiren durumlar maddeler halinde incelenmiştir.

1.4.1 Planda düzensizlik durumları

1.4.1.1 A1 burulma düzensizliği

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir kattaki en büyük görelî kat ötelemesinin, o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî kat ötelemesine oranını ifade eden burulma düzensizliği katsayısı, η_{bi} 'nin 1.2 sınır değerinden büyük olması durumudur.

Her bir kat için A1 burulma düzensizliği katsayısı, η_{bi} hesaplanarak, (X) doğrultusu için Çizelge 1.1'de, (Y) doğrultusu için Çizelge 1.2'de gösterilmiştir. Yapının (Y) doğrultusunda etkiyen yatay deprem kuvveti için ek dışmerkezlik mesafesinin fazla olması sebebiyle, η_{bi} burulma düzensizliği katsayısı değerleri 1.20 sınır değerinin biraz üzerinde olarak hesaplanmıştır. Taşıyıcı sistem elemanlarının planda düzenli şekilde yerleştiği ve hesaplanan burulma düzensizliği katsayılarının, sınır değere çok yakın olduğu gözönünde bulundurularak yapıda burulma düzensizliğinin önemli olmadığı kabul edilmiştir.

Burulma düzensizliği, deprem hesap yönteminin seçiminde etken olan düzensizliklerdendir. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilmesi için bağıntı 1.1'de belirtildiği şekilde burulma düzensizliği katsayısının 2.0 sınır değerinden küçük olması gerekmektedir.

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{maks} / (\Delta_i)_{ort} < 2.0 \quad (1.1)$$

Çizelge 1.1 ve Çizelge 1.2'de gösterildiği üzere, η_{bi} burulma düzensizliği katsayıları, sınır koşul olan 2.0 değerini sağlamakta ve bu sayede binada eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanması, A1 türü düzensizlik yönünden sorun teşkil etmemektedir.

Tablolarda verilen yerdeğiştirme değerleri, taşıyıcı sistem elemanlarının kesin boyutlandırma işlemi tamamlandıktan sonra oluşan sistemin analizleri sonucunda elde edilen değerlerdir.

Çizelge 1.1: (X) doğrultusu A1 burulma düzensizliği.

KAT	$(d_i^{(x)})_{\max}$	$(d_i^{(x)})_{\text{ort}}$	$(\Delta_i^{(x)})_{\max}$	$(\Delta_i^{(x)})_{\text{ort}}$	$\eta_{bi}^{(x)}$	Koşul	Sonuç
10. Kat	0.0733	0.0721	0.0054	0.0053	1.02	≤ 2.0	Uygun
9. Kat	0.0679	0.0668	0.0069	0.0068	1.01	≤ 2.0	Uygun
8. Kat	0.0610	0.0600	0.0083	0.0081	1.02	≤ 2.0	Uygun
7. Kat	0.0527	0.0519	0.0090	0.0089	1.01	≤ 2.0	Uygun
6. Kat	0.0437	0.0430	0.0078	0.0077	1.01	≤ 2.0	Uygun
5. Kat	0.0359	0.0353	0.0079	0.0077	1.03	≤ 2.0	Uygun
4. Kat	0.0280	0.0276	0.0078	0.0077	1.01	≤ 2.0	Uygun
3. Kat	0.0202	0.0199	0.0075	0.0074	1.01	≤ 2.0	Uygun
2. Kat	0.0127	0.0125	0.0068	0.0067	1.01	≤ 2.0	Uygun
1. Kat	0.0059	0.0058	0.0059	0.0058	1.02	≤ 2.0	Uygun

Çizelge 1.2: (Y) doğrultusu A1 burulma düzensizliği.

KAT	$(d_i^{(Y)})_{\max}$	$(d_i^{(Y)})_{\text{ort}}$	$(\Delta_i^{(Y)})_{\max}$	$(\Delta_i^{(Y)})_{\text{ort}}$	$\eta_{bi}^{(Y)}$	Koşul	Sonuç
10. Kat	0.0922	0.0751	0.0062	0.0050	1.24	≤ 2.0	Uygun
9. Kat	0.0860	0.0701	0.0084	0.0069	1.22	≤ 2.0	Uygun
8. Kat	0.0776	0.0632	0.0105	0.0086	1.22	≤ 2.0	Uygun
7. Kat	0.0671	0.0546	0.0112	0.0091	1.23	≤ 2.0	Uygun
6. Kat	0.0559	0.0455	0.0102	0.0083	1.23	≤ 2.0	Uygun
5. Kat	0.0457	0.0372	0.0107	0.0087	1.23	≤ 2.0	Uygun
4. Kat	0.0350	0.0285	0.0109	0.0089	1.22	≤ 2.0	Uygun
3. Kat	0.0241	0.0196	0.0106	0.0086	1.23	≤ 2.0	Uygun
2. Kat	0.0135	0.0110	0.0089	0.0073	1.22	≤ 2.0	Uygun
1. Kat	0.0046	0.0037	0.0046	0.0037	1.24	≤ 2.0	Uygun

1.4.1.2 A2 döşeme süreksizliği

Binanın herhangi bir katındaki döşemelerinde, merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması, deprem yüklerinin aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması ve döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumudur.

Yatay deprem kuvvetlerinin taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılmasını engelleyecek yukarıdaki durumlardan herhangi biri binada bulunmadığından dolayı yapıda A2 türü düzensizlik mevcut değildir.

1.4.1.3 A3 planda çıkıntılar bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan bölümlerin birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumudur.

Bina dikdörtgen bir plana sahip olduğundan ve herhangi bir çıkıntı bulunmadığından dolayı yapıda A3 türü düzensizlik mevcut değildir.

1.4.2 Düşeyde düzensizlik durumları

1.4.2.1 B1 komşu katlar arası dayanım düzensizliği (zayıf kat)

Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki toplam etkili kesme alanının, bir üst kattaki toplam etkili kesme alanına oranı olarak tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı, η_{ci} 'nin 0.80'den küçük olması durumudur.

Çelik yapılar için geçerli olmadığından dolayı incelenmemiştir.

1.4.2.2 B2 komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının, bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı η_{ki} 'nin 2.0'den büyük olması durumudur (Bağıntı 1.2a, Bağıntı 1.2b).

$$\eta_{ki} = \left(\frac{\Delta_i^{(X)}}{h_i} \right)_{ort} / \left(\frac{\Delta_{i+1}^{(X)}}{h_{i+1}} \right)_{ort} > 2.0 \quad (1.2a)$$

$$\eta_{ki} = \left(\frac{\Delta_i^{(X)}}{h_i} \right)_{ort} / \left(\frac{\Delta_{i-1}^{(X)}}{h_{i-1}} \right)_{ort} > 2.0 \quad (1.2b)$$

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği, burulma düzensizliği ile beraber deprem hesap yönteminin seçiminde etken olan düzensizliklerdendir. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilmesi için binada B2 türü düzensizliğinin bulunmaması gerekmektedir.

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği katsayıları, η_{ki} , ek dışmerkez etkileri de gözönüne alınarak, her kat için ayrıntılı olarak hesaplanmış ve (X) doğrultusu için Çizelge 1.3'de, (Y) doğrultusu için Çizelge 1.4'de gösterilmiştir.

Çizelge 1.3: (X) doğrultusu B2 rijitlik düzensizliği.

KAT	$(\Delta_i^{(X)})_{ort}$	h_i (m)	$(\Delta_i^{(X)}/h_i)_{ort}$	$(\Delta_{i-1}^{(X)}/h_{i-1})_{ort}$	$(\Delta_{i+1}^{(X)}/h_{i+1})_{ort}$	$\eta_{ki}^{(X)}(1)$	$\eta_{ki}^{(X)}(2)$	Koşul	Sonuç
10. Kat	0.0053	4.00	0.0013	0.0017	-	0.78	-	≤ 2.0	Uygun
9. Kat	0.0068	4.00	0.0017	0.0020	0.0013	0.84	1.28	≤ 2.0	Uygun
8. Kat	0.0081	4.00	0.0020	0.0022	0.0017	0.91	1.19	≤ 2.0	Uygun
7. Kat	0.0089	4.00	0.0022	0.0019	0.0020	1.16	1.10	≤ 2.0	Uygun
6. Kat	0.0077	4.00	0.0019	0.0019	0.0022	1.00	0.87	≤ 2.0	Uygun
5. Kat	0.0077	4.00	0.0019	0.0019	0.0019	1.00	1.00	≤ 2.0	Uygun
4. Kat	0.0077	4.00	0.0019	0.0019	0.0019	1.04	1.00	≤ 2.0	Uygun
3. Kat	0.0074	4.00	0.0019	0.0017	0.0019	1.10	0.96	≤ 2.0	Uygun
2. Kat	0.0067	4.00	0.0017	0.0015	0.0019	1.16	0.91	≤ 2.0	Uygun
1. Kat	0.0058	4.00	0.0015	-	0.0017	-	0.87	≤ 2.0	Uygun

Çizelge 1.4: (Y) doğrultusu B2 rijitlik düzensizliği.

KAT	$(\Delta_i^{(Y)})_{ort}$	h_i (m)	$(\Delta_i^{(Y)}/h_i)_{ort}$	$(\Delta_{i-1}^{(Y)}/h_{i-1})_{ort}$	$(\Delta_{i+1}^{(Y)}/h_{i+1})_{ort}$	$\eta_{ki}^{(Y)}(1)$	$\eta_{ki}^{(Y)}(2)$	Koşul	Sonuç
10. Kat	0.0050	4.00	0.0013	0.0017	-	0.72	-	≤ 2.0	Uygun
9. Kat	0.0069	4.00	0.0017	0.0022	0.0013	0.80	1.38	≤ 2.0	Uygun
8. Kat	0.0086	4.00	0.0022	0.0023	0.0017	0.95	1.25	≤ 2.0	Uygun
7. Kat	0.0091	4.00	0.0023	0.0021	0.0022	1.10	1.06	≤ 2.0	Uygun
6. Kat	0.0083	4.00	0.0021	0.0022	0.0023	0.95	0.91	≤ 2.0	Uygun
5. Kat	0.0087	4.00	0.0022	0.0022	0.0021	0.98	1.05	≤ 2.0	Uygun
4. Kat	0.0089	4.00	0.0022	0.0022	0.0022	1.03	1.02	≤ 2.0	Uygun
3. Kat	0.0086	4.00	0.0022	0.0018	0.0022	1.18	0.97	≤ 2.0	Uygun
2. Kat	0.0073	4.00	0.0018	0.0009	0.0022	1.97	0.85	≤ 2.0	Uygun
1. Kat	0.0037	4.00	0.0009	-	0.0018	-	0.51	≤ 2.0	Uygun

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği katsayıları, Çizelge 1.3 ve Çizelge 1.4’de gösterildiği şekilde, 2.0 sınır değerinden küçük olduğundan dolayı yapıda B2 türü düzensizlik mevcut değildir. Bu nedenle tasarımı yapılan bina için B2 türü düzensizlik koşulu, eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanmasına engel teşkil etmez.

1.4.2.3 B3 taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin alt katlarda kolonlara oturtulması durumudur.

Yapıda düşey elemanlarda herhangi bir süreksizlik mevcut değildir. Tüm düşey taşıyıcı sistem elemanları temelden başlayarak yapının en üst noktasına kadar ulaşmaktadır.



2. YÜK ANALİZİ

Yapı sistemlerinin tasarımında esas alınacak karakteristik yük değerleri, “TS-498 Yapı Elemanlarının Boyutlandırmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri” şartnamesine uygun olarak belirlenmiştir. Kar yükü hesabı için “TS-EN 1-3 Kar Yükleri” standardı, rüzgar yükü hesapları için “TS-EN 1-4 Rüzgar Etkileri” standardı kullanılmıştır. Ayrıca Deprem ile ilgili tüm parametrelerin belirlenmesi ve deprem yükleri hesabı için “TBDY-2018” koşulları dikkate alınmıştır. Aşağıda yapı tasarımında göz önüne alınan tüm yükler detaylı olarak açıklanmaktadır.

2.1 Sabit Yükler

Kompozit döşeme betonu, kaplama, sıva, asma tavan, tesisat, çelik sac, izolasyon, dış duvar ve parapet ağırlıkları yapıdaki sabit yükleri oluşturmaktadır. Sabit yükler aşağıda detaylı olarak açıklanmıştır. Çelik konstrüksiyon zati ağırlığı kullanılan bilgisayar programı tarafından yaklaşık olarak 1.20 kN/m^2 olarak hesaplanmış ve otomatik olarak yüklere eklenmiştir.

a) Normal kat döşemesi sabit yükleri;

Kompozit Döşeme Betonu	: 2.85 kN/m^2
Kaplama + Sıva	: 1.00 kN/m^2
Asma Tavan + Tesisat	: 0.50 kN/m^2
<u>Trapez Sac</u>	<u>: 0.10 kN/m^2</u>
$G_{\text{normal kat}}$	: 4.45 kN/m^2

Normal katlarda dış duvarlar için 3.50 kN/m yayılı yük kabul edilmiştir. Her katta toplam 138 m uzunluğunda dış duvar bulunmaktadır. Normal kat toplam sabit yük;

$$4.45 \text{ kN/m}^2 \times 770 \text{ m}^2 = 3426.50 \text{ kN}$$

$$3.50 \text{ kN/m} \times 138 \text{ m} = 483 \text{ kN}$$

$$\underline{1.20 \text{ kN/m}^2 \times 770 \text{ m}^2 = 924 \text{ kN}}$$

$$\text{Normal kat toplam sabit yük} = 4834 \text{ kN}$$

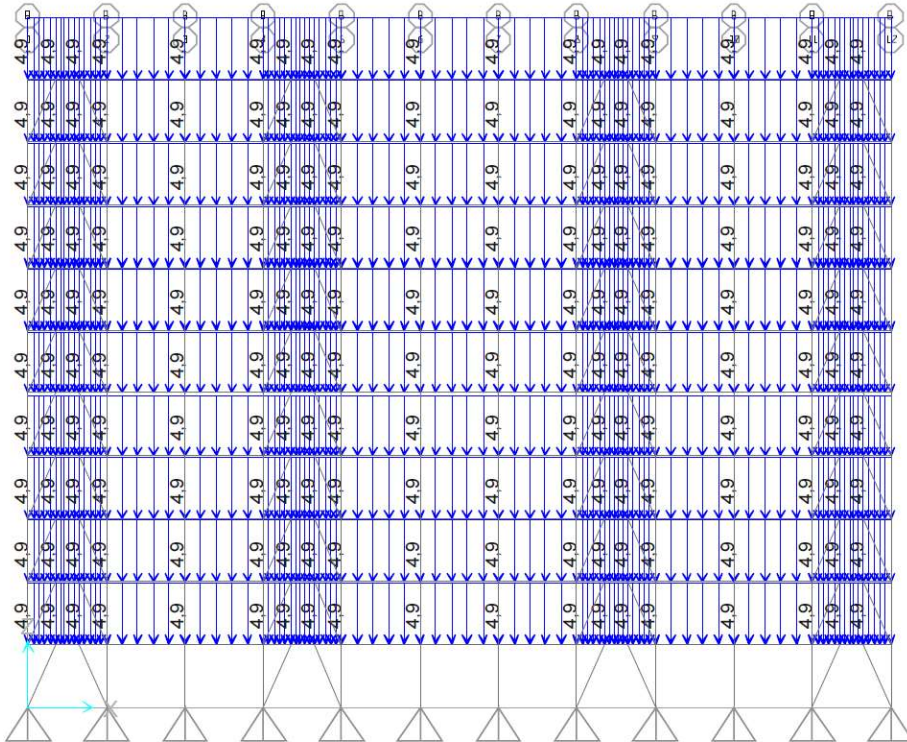
b) Çatı katı döşemesi sabit yükleri;

Kompozit Döşeme Betonu	: 2.85 kN/m ²
Kaplama + Sıva	: 0.50 kN/m ²
Asma Tavan + Tesisat	: 0.50 kN/m ²
İzolasyon	: 0.50 kN/m ²
Trapez Saç	: 0.10 kN/m ²
<u>G_{Çatı Katı}</u>	<u>: 4.45 kN/m²</u>

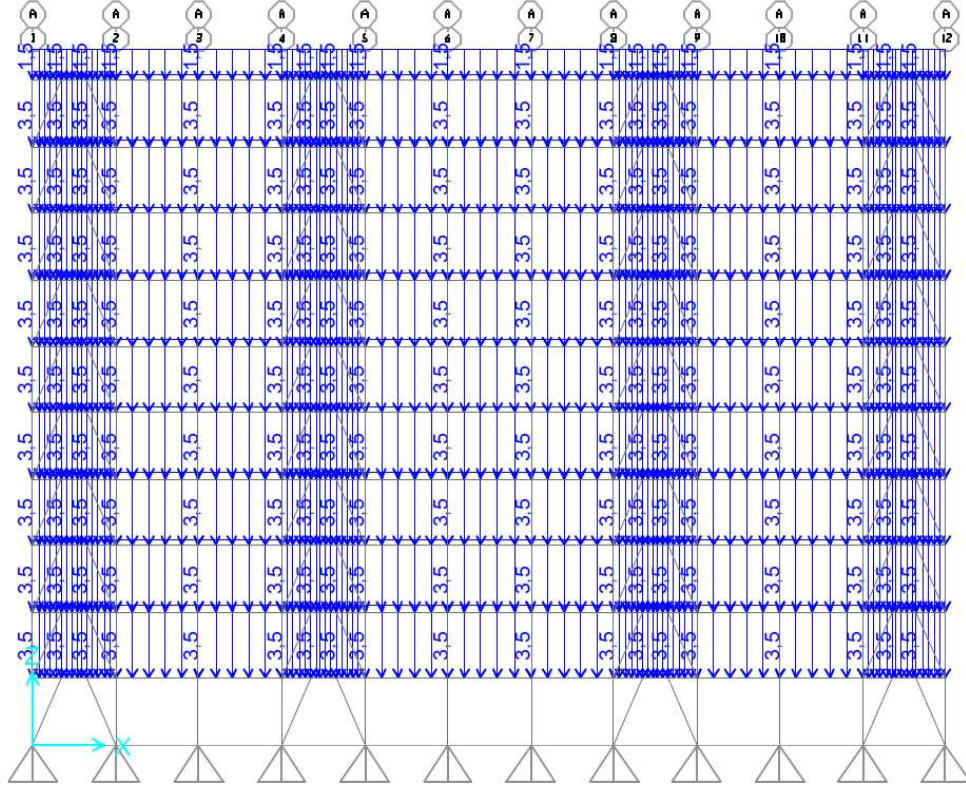
Çatı katında parapetler için 1.50 kN/m yayılı sabit yük kabul edilmiştir. Parapetin uzunluğu toplam olarak 138 mdir. Çatı katı toplam sabit yük;

$$\begin{aligned}
 4.45 \text{ kN/m}^2 \times 770 \text{ m}^2 &= 3426.5 \text{ kN} \\
 1.50 \text{ kN/m} \times 138 \text{ m} &= 207 \text{ kN} \\
 1.20 \text{ kN/m}^2 \times 770 \text{ m}^2 &= 924 \text{ kN} \\
 \hline
 \text{Çatı katı toplam sabit yük} &= 4557 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sabit yükler ve duvar yükleri, kiriş mesafelerine göre çizgisel yük olarak hesaplanmış ve Şekil 2.1 ve Şekil 2.2’de gösterildiği gibi döşeme kirişlerine etkitilmiştir. Şekillerde görülen kirişler 1.10 m mesafeden yük almaktadır.



Şekil 2.1: Sabit yük yükleme durumu.



Şekil 2.2: Duvar yükü yükleme durumu.

2.2 Hareketli Yükler

Yapının kullanım amacının sosyal konut olduğu gözönünde bulundurularak katlara etkiyen hareketli yükler TS-498'e göre belirlenmiştir. Normal katlar için, koridorlarda $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$; odalarda ve diğer kullanım alanlarında $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ hareketli yük kabulü yapılmıştır.

Yapının her bir katı, 660 m^2 oda ve kullanım alanlarından, 110 m^2 koridor alanlarından oluşmaktadır. Bölme duvarların yerleşimi bilinmediğinden dolayı normal kat döşemelerine 1.00 kN/m^2 ilave hareketli yük etiktilerek iç duvar ağırlıkları yaklaşık olarak hesaba katılmıştır.

Çatı katı döşemesi gezilebilir bir çatı olarak düşünülmemiştir. Bakım/onarım için kullanılabileceğinden veya malzeme/makine koyulabileceğinden dolayı çatı katı için $q = 1.00 \text{ kN/m}^2$ hareketli yük kabulü yapılmıştır.

a) Normal kat döşemesi hareketli yükleri;

Kullanım alanı : $2.00 \text{ kN/m}^2 \times 660 \text{ m}^2 = 1320 \text{ kN}$

Koridor : $3.50 \text{ kN/m}^2 \times 110 \text{ m}^2 = 385 \text{ kN}$

İç Duvarlar : $1.00 \text{ kN/m}^2 \times 770 \text{ m}^2 = 770 \text{ kN}$

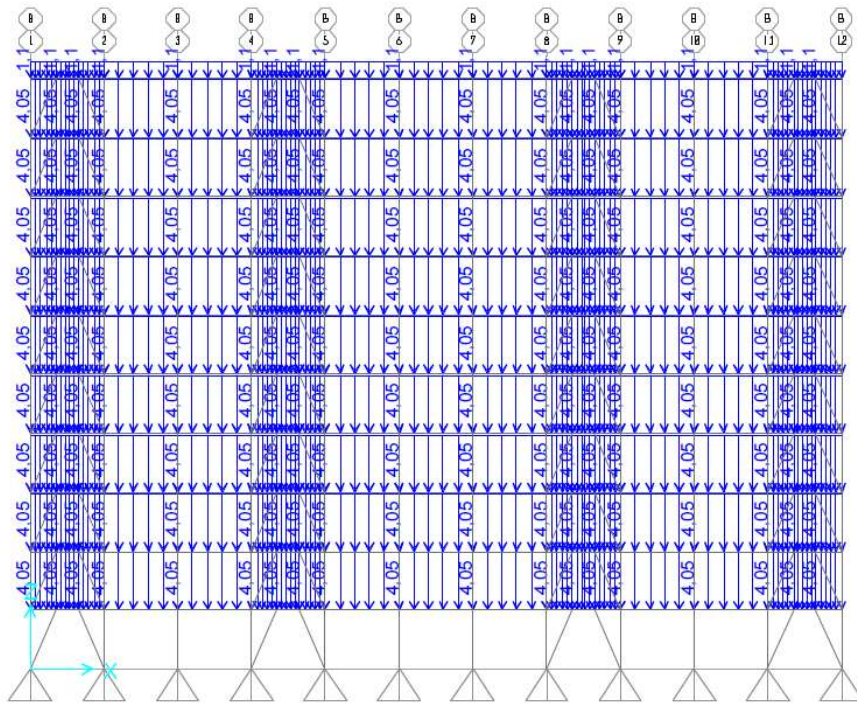
Normal kat toplam hareketli yük = 2475 kN

b) Çatı katı döşemesi hareketli yükleri;

Kullanım alanı : $1.00 \text{ kN/m}^2 \times 770 \text{ m}^2 = 770 \text{ kN}$

Çatı katı toplam hareketli yük = 770 kN

Hareketli yükler, kiriş ara mesafelerine göre çizgisel yük olarak hesaplanmış ve Şekil 2.3’de gösterildiği gibi döşeme kirişlerine etkilmiştir. Şekilde görülen kirişler 1.10 m mesafeden yük almaktadır.



Şekil 2.3: Hareketli yük yükleme durumu.

2.3 Kar Yüğü

Çatı kar yükü, sürekli/geçici tasarım durumları için TS-EN-1-3’e uygun olarak belirlenmiştir. Meteorolojik verilere göre, yapının bulunduğu İzmit bölgesi için maksimum kar yüksekliği 80 cm olarak belirtilmektedir. Çizelge 2.1’de belirtildiği

üzere, yerleşmiş kar tipi için karın ortalama birim hacim ağırlığı 2.0 kN/m^3 olarak kabul edilmiştir. Bu durumda zemin kar yükü,

$$s_k = 0.80 \text{ m} \times 2.0 \text{ kN/m}^3 = 1.60 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

Çizelge 2.1: Kar ortalama gevşek yığın birim hacim ağırlıkları.

Kar Tipi	Yığın Birim Hacim Ağırlığı (kN/m^3)
Yeni	1.0
Yerleşmiş (Kar yağdıktan sonra bir kaç saat veya gün geçmiştir)	2.0
Eski (Kar yağdıktan sonra bir kaç hafta veya ay geçmiştir)	2.5 – 3.5
Islak	4.0

Çatı kar yükü hesabı bağıntı 2.1'e göre yapılacaktır.

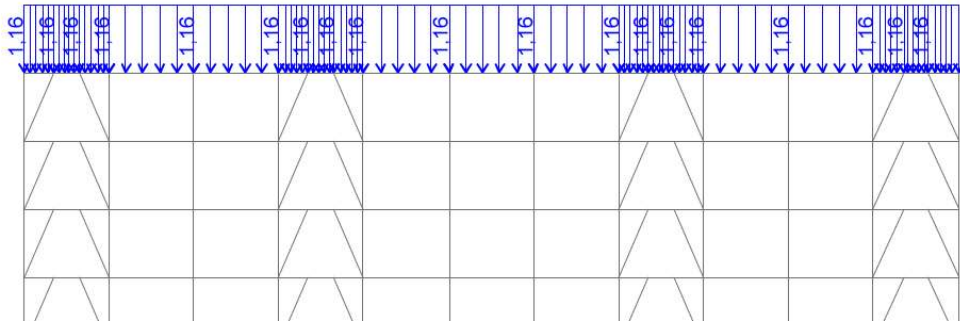
$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (2.1)$$

Maruz kalma katsayısı, ilgili şartname uyarınca rüzgara açık topografik bölgeler için $C_e = 0.8$ olarak kabul edilmiştir. Isı katsayısı, güvenli tarafta kalınan bir yaklaşımla $C_t = 1.0$ olarak hesaba katılmıştır. Ayrıca çatı şekil katsayısı, $\mu_i = 0.8$ olarak şartnameden alınmıştır. Bu durumda çatı kar yükü,

$$s = 0.8 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.60 \text{ kN/m}^2 = 1.05 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$S_{\text{Çatı Katı}}: 1.05 \text{ kN/m}^2 \times 770 \text{ m}^2 = 810 \text{ kN}$$

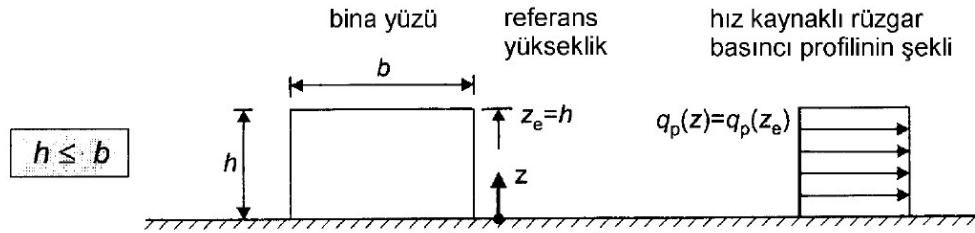
Kar yükü, kiriş ara mesafelerine göre çizgisel yük olarak hesaplanmış ve Şekil 2.4'de gösterildiği gibi döşeme kirişlerine etkilmiştir. Şekilde görülen kirişler 1.10 m mesafeden yük almaktadır.



Şekil 2.4: Kar yükü yükleme durumu.

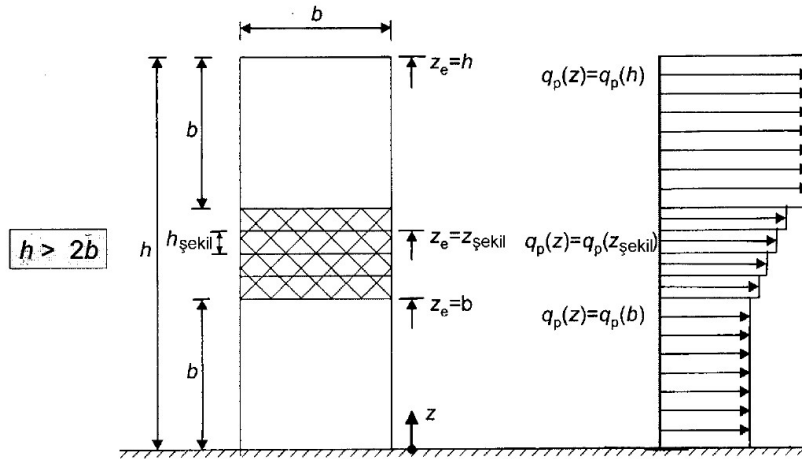
2.4 Rüzgar Yüğü

Yapı üzerindeki rüzgar tesiri, yapının boyutuna, şekline ve yapının bulunduğu yerin dinamik özelliklerine bağlıdır. Dikdörtgen şeklindeki binalarda bina yüksekliğinin bina genişliğine oranına göre bina, Şekil 2.5’de görüldüğü şekilde ya tek parça halinde ya da Şekil 2.6’da görüldüğü şekilde farklı parçalar halinde değerlendirilecektir.



Şekil 2.5: $h \leq b$ durumu için rüzgar basıncı profilinin şekli.

Rüzgar hızının temel değeri, TS EN 1991-1-4’de “Yılın herhangi bir bölümünden ve rüzgar yönünden bağımsız olarak, çayır gibi az bitki örtüsüne ve aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı mesafe bulunan engellere sahip kırsal alanda yer seviyesinden 10 m yukarıdaki karakteristik 10 dakikalık rüzgar hızı” olarak tanımlanmıştır. ÇYTHYE-2018’e göre rüzgar hızının temel değeri $V_{b,o} = 28 \text{ m/sn}$ (100 km/sa) değerinden küçük alınmayacaktır. Bölgeye özel meteorolojik ölçümler yapılamadığından dolayı yönetmelikte verilen bu değer ortalama rüzgar hızı olarak kabul edilmiş ve bağıntı 2.2’ye göre esas rüzgar hızı hesabı yapılmıştır.



Şekil 2.6: $h > 2b$ durumu için rüzgar basıncı profilinin şekli.

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,o} \quad (2.2)$$

Doğrultu katsayısı, c_{dir} , ve mevsim katsayısı, c_{season} , yönetmelikte tavsiye edildiği üzere 1.0 olarak kabul edilmiştir. Bu durumda esas rüzgar hızı,

$$v_b = 1.0 \times 1.0 \times 28 \text{ m/sn} = 28 \text{ m/sn} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Esas rüzgar hızının hesabından sonra, 14 m ve 40 m yükseklik için ortalama rüzgar hızı, $v_m(z)$ 'nin hesaplanması gerekmektedir. Ortalama rüzgar hızı $v_m(z)$, engebelilik katsayısına, $c_r(z)$, orografi katsayısına, $c_0(z)$ ve esas rüzgar hızına, v_b , bağlı olarak bağıntı 2.3 ile belirlenecektir.

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (2.3)$$

Binanın yamaç, tepe vb. gibi rüzgarın hızını artıracak bir bölgede yer almadığı gözönünde bulundurularak orografi katsayısı, $c_0(z) = 1.0$ olarak alınmıştır.

Engelbelilik katsayısı, $c_r(z)$ hesabı, bina yüksekliğine bağlı olarak bağıntı 2.4a ve bağıntı 2.4b ile, arazi katsayısı, k_r hesabı ise bağıntı 2.5 ile yapılacaktır.

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.4a)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{enküçük}) \quad z < z_{min} \quad (2.4b)$$

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (2.5)$$

Sosyal konut binasının inşa edileceği arazinin kategorisi, Çizelge 2.2'ye göre IV olarak kabul edilmiştir.

Çizelge 2.2: Arazi kategorileri ve arazi parametreleri.

Arazi kategorisi	z_0 (m)	$z_{enküçük}$ (m)
0 Açık deniz etkisine maruz deniz veya kıyı alanı	0.003	1
I Göller veya ihmal edilebilecek seviyede bitki örtüsü olan ve engebeli olmayan düz ve yatay alan	0.01	1
II Çayır gibi az seviyede bitki örtüsü olan ve aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere (ağaçlar, binalar) sahip alan	0.05	2
III Düzgün yayılı şekilde bir bitki örtüsüne veya binalara veya aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere sahip alan(kasabalar, yörekent, ormanlık alan gibi)	0.3	5
IV Yüzeyinin en az % 15'i, yükseklik ortalaması 15 m'yi aşan binalarla kaplı alan	1.0	10

Çizelgeye göre arazi parametreleri,

$$z_o = 1.0 \text{ m}$$

$z_{min} = 10.0 \text{ m}$ olarak bulunur.

Arazi katsayısı k_r ve engebелilik katsayısı $c_r(z)$, 14 m ve 40 m yükseklikler için aşağıda hesaplanmıştır.

$$z_{min} = 10.0 \text{ m} \leq z = 14 \text{ m} \leq z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$z_{min} = 10.0 \text{ m} \leq z = 40 \text{ m} \leq z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$k_r = 0.19 \left(\frac{1.0}{0.05} \right)^{0.07} = 0.234$$

$$c_r(14m) = 0.234 \times \ln \left(\frac{14}{1} \right) = 0.618,$$

$$c_r(40m) = 0.234 \times \ln \left(\frac{40}{1} \right) = 0.863 \text{ olarak elde edilir.}$$

14 m yükseklik ve 40 m yükseklik için ortalama rüzgar hızı,

$$v_m(14m) = 0.618 \times 1.0 \times 28 = 17.30 \text{ m/sn},$$

$$v_m(40m) = 0.863 \times 1.0 \times 28 = 24.16 \text{ m/sn olarak bulunur.}$$

(z) metre yükseklikteki türbülans şiddeti, $l_v(z)$, bağıntı 2.6 ile hesaplanacaktır.

$$l_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln \frac{z}{z_o}} \quad (2.6)$$

Türbülans katsayısı, $k_I = 1.0$ olarak kabul edilmiştir.

$$l_v(14m) = \frac{1.0}{1.0 \times \ln \left(\frac{14}{1} \right)} = 0.379$$

$$l_v(40m) = \frac{1.0}{1.0 \times \ln \left(\frac{40}{1} \right)} = 0.271$$

(z) metre yükseklikteki, ortalama ve kısa süreli hız değişiklerini içeren tepe rüzgar basıncı, $q_p(z)$, bağıntı 2.7'ye göre belirlenecektir.

$$q_p(z) = [1 + 7 \times l_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times (v_m(z))^2 \quad (2.7)$$

Fırtınalar esnasında bölgede olması beklenen sıcaklığa, barometrik basınçlara ve rakıma bağlı olan hava yoğunluğu katsayısı, yönetmelikte tavsiye edildiği üzere, $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ olarak kabul edilmiştir. Tepe rüzgar basınçları,

$$q_p(14) = [1 + 7 \times 0.379] \times \frac{1}{2} \times 1.25 \times (17.30)^2 \times (10)^{-3} = 0.68 \text{ kN/m}^2 ,$$

$$q_p(40) = [1 + 7 \times 0.271] \times \frac{1}{2} \times 1.25 \times (24.16)^2 \times (10)^{-3} = 1.06 \text{ kN/m}^2 \quad \text{olarak bulunur.}$$

Yapıya etkiyen rüzgar basınçları, w , bağıntı 2.8 ile hesaplanır.

$$w = q(z) \times c_{pnet} \quad (2.8)$$

(X) doğrultusundaki rüzgar kuvveti için, $b = 14 \text{ m}$, $h = 40 \text{ m}$ ve $d = 55 \text{ m}$ olmak üzere h/d oranı,

$$0.25 \leq h/d = 40/55 = 0.727 < 1.00 ,$$

(Y) doğrultusundaki rüzgar kuvveti için, $b = 55 \text{ m}$, $h = 40 \text{ m}$ ve $d = 14 \text{ m}$ olmak üzere h/d oranı,

$$1.00 < h/d = 40/14 = 2.857 < 5.00 \text{ olarak elde edilmektedir.}$$

TS EN 1991-1-4'de verilen h/d oranları kullanılarak dış basınç katsayıları, (X) doğrultusunda rüzgarın yaklaşma yönünde $c_{pe} = 0.8$, rüzgarın uzaklaşma yönünde $c_{pe} = -0.5$ olarak, (Y) doğrultusunda ise rüzgarın yaklaşma yönünde $c_{pe} = 0.8$, rüzgarın uzaklaşma yönünde $c_{pe} = -0.7$ olarak kabul edilmiştir.

İç basınç katsayısı c_{pi} , bina cephesindeki açıklıkların boyuna ve dağılımına bağlıdır. Yönetmeliğe uygun olarak açıklıkların boyutlarının tahmin edilmesi mümkün olmadığı durumlarda, c_{pi} değeri $+0.2$ ve -0.3 değerlerinden en olumsuz durumu oluşturanı olarak kabul edilmiştir.

İç ve dış basınçlar yapıya aynı anda etki edecek şekilde hesaba katılmıştır. Yapıda oluşması muhtemel açıklıklar nedeni ile en büyük kuvveti oluşturan iç ve dış basınç kombinasyonları dikkate alınacaktır.

(X) doğrultusu için iç ve dış basınç kombinasyonları;

a) Rüzgarın yaklaşma yönünde,

$$c_{pnet} = c_{pe} - (+0.2) = 0.8 - (+0.2) = 0.6$$

$$c_{pnet} = c_{pe} - (-0.3) = 0.8 - (-0.3) = 1.1$$

b) Rüzgarın uzaklaşma yönünde,

$$c_{pnet} = c_{pe} - (+0.2) = -0.5 - (+0.2) = -0.7$$

$$c_{pnet} = c_{pe} - (-0.3) = -0.5 - (-0.3) = -0.2$$

(Y) doğrultusu için iç ve dış basınç kombinasyonları,

a) Rüzgarın yaklaşma yönünde,

$$c_{pnet} = c_{pe} - (+0.2) = 0.8 - (+0.2) = 0.6$$

$$c_{pnet} = c_{pe} - (-0.3) = 0.8 - (-0.3) = 1.1$$

b) Rüzgarın uzaklaşma yönünde,

$$c_{pnet} = c_{pe} - (+0.2) = -0.7 - (+0.2) = -0.9$$

$$c_{pnet} = c_{pe} - (-0.3) = -0.7 - (-0.3) = -0.4$$

(X) doğrultusu için yapıya etkiyen rüzgar basınçları;

a) Rüzgarın yaklaşma yönünde,

$$w(14) = 0.68 \times 1.1 \times A_{ref} = 0.748 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

$$w(40) = 1.06 \times 1.1 \times A_{ref} = 1.166 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

Aradaki kotlar için enterpolasyon yapılarak kat seviyelerine etkiyen rüzgar basınçları aşağıda gösterilmiştir.

$$w(16) = 0.818 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

$$w(20) = 0.958 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

$$w(24) = 1.098 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

b) Rüzgarın uzaklaşma yönünde,

$$w(14) = 0.68 \times 0.2 \times A_{ref} = 0.136 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

$$w(40) = 1.06 \times 0.2 \times A_{ref} = 0.212 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

Aradaki kotlar için enterpolasyon yapılarak kat seviyelerine etkiyen rüzgar basınçları aşağıda gösterilmiştir.

$$w(16) = 0.149 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

$$w(20) = 0.174 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

$$w(24) = 0.199 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

(Y) doğrultusu için yapıya etkiyen rüzgar basınçları;

a) Rüzgarın yaklaşma yönünde,

$$w(40) = 1.06 \times 1.1 \times A_{ref} = 1.166 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

b) Rüzgarın uzaklaşma yönünde,

$$w(40) = 1.06 \times 0.4 \times A_{ref} = 0.424 (A_{ref}) \text{ kN/m}^2$$

Katlara etkiyen toplam rüzgar yükleri, (X) doğrultusu için Çizelge 2.3’de, (Y) doğrultusu için Çizelge 2.4’de verilmiştir.

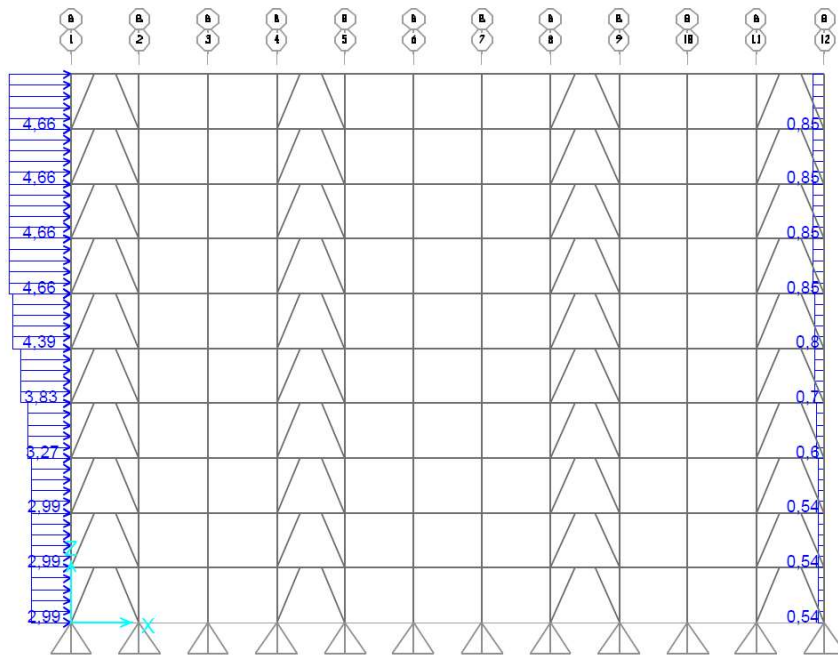
Çizelge 2.3: (X) doğrultusu katlara etkiyen toplam rüzgar yükleri.

KAT	h_i	H_i (m)	Rüzgar Kuvveti (kN)
10. Kat	4.00	40.00	77.17
9. Kat	4.00	36.00	77.17
8. Kat	4.00	32.00	77.17
7. Kat	4.00	28.00	77.17
6. Kat	4.00	24.00	72.63
5. Kat	4.00	20.00	63.39
4. Kat	4.00	16.00	54.15
3. Kat	4.00	12.00	49.50
2. Kat	4.00	8.00	49.50
1. Kat	4.00	4.00	49.50
Toplam			647.35

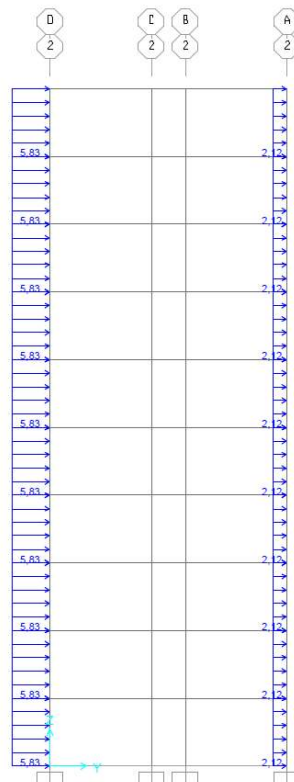
Çizelge 2.4: (Y) doğrultusu katlara etkiyen toplam rüzgar yükleri.

KAT	h_i	H_i (m)	Rüzgar Kuvveti (kN)
10. Kat	4.00	40.00	349.90
9. Kat	4.00	36.00	349.90
8. Kat	4.00	32.00	349.90
7. Kat	4.00	28.00	349.90
6. Kat	4.00	24.00	349.90
5. Kat	4.00	20.00	349.90
4. Kat	4.00	16.00	349.90
3. Kat	4.00	12.00	349.90
2. Kat	4.00	8.00	349.90
1. Kat	4.00	4.00	349.90
Toplam			3499.00

Rüzgar yükleri, kolon açıklıklarına göre çizgisel yük olarak hesaplanmış ve Şekil 2.7 ve Sekil 2.8’de gösterildiği şekilde cephedeki kolonlara etkilmiştir.



Şekil 2.7: (X) doğrultusu rüzgar yükü yükleme durumu.



Şekil 2.8: (Y) doğrultusu rüzgar yükü yükleme durumu.

2.5 Deprem Yüğü

2.5.1 Bina kullanım sınıfı (BKS) ve bina önem katsayısı (I)

Bina, sosyal konut kullanım amacı ile tasarlanmaktadır. Bu nedenle kullanım amacı olarak Çizelge 2.5'e göre diğer binalar kategorisine girmektedir. Bina kullanım sınıfı, $BKS = 3$, Bina önem katsayısı, $I = 1.0$ olarak kabul edilmiştir.

Çizelge 2.5 Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları.

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS = 1	<u>Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar</u> a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS = 2	<u>İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</u> Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS = 3	<u>Diğer binalar</u> BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

2.5.2 Deprem tasarım sınıfı (DTS)

Türkiye deprem tehlike haritaları kapsamında, yapının deprem tasarım sınıfının belirlenebilmesi amacıyla DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde kullanılacak harita spektral ivme katsayıları,

Kısa periyot için : $S_s = 1.269$

1 saniye periyot için : $S_1 = 0.347$ olarak ilgili haritadan elde edilmektedir.

Yerel zemin etki katsayıları, yerel zemin sınıfına, kısa ve 1 saniye periyot için spektral ivme katsayılarına bağlı olarak Çizelge 2.6 ve Çizelge 2.7’de gösterilmektedir.

Çizelge 2.6 Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı.

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı, F_s					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır					

Çizelge 2.7 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı.

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı, F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır .					

Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı, $F_s = 1.2$,

1 saniye periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı, $F_1 = 1.5$ olarak ilgili çizelgelerden okunmuştur.

Tasarım spektral ivme katsayıları S_{DS} ve S_{D1} , bağıntı 2.9a’da ve bağıntı 2.9b’de belirtildiği şekilde harita spektral ivme katsayıları ile yerel zemin etki katsayılarının çarpımından elde edilecektir.

$$S_{DS} = S_s \times F_s \quad (2.9a)$$

$$S_{DS} = 1.269 \times 1.20 = 1.523$$

$$S_{D1} = S_1 \times F_1 \quad (2.9b)$$

$$S_{D1} = 0.347 \times 1.50 = 0.521$$

Bina deprem tasarım sınıfı; bina kullanım sınıfı ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için tanımlanan kısa periyot spektral ivme katsayısına bağlı olarak Çizelge 2.8'e göre belirlenecektir.

Çizelge 2.8: Deprem tasarım sınıfları (DTS).

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

Kısa periyot spektral ivme katsayısı, $S_{DS} = 1.523 \geq 0.75$ ve bina kullanım sınıfı, $BKS = 3$ olduğundan dolayı, deprem tasarım sınıfı, $DTS = 1$ olarak seçilmiştir.

2.5.3 Bina yükseklik sınıfı (BYS)

Bina yükseklik sınıfı, bina toplam yüksekliğine ve deprem tasarım sınıfına bağlı olarak tanımlanmaktadır. Bina toplam yüksekliği, temel üst kotundan itibaren ölçülen yüksekliktir. Yapıda bodrum kat bulunmamaktadır. Radye temel 1 m yüksekliğinde teşkil edilmiş ve -2.00 kotuna yerleştirilmiştir.

Çizelge 2.9: Bina yükseklik sınıfları.

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

Binanın temelden itibaren toplam yüksekliği,

$$H_N = 4.0 \text{ m} \times 10 + 1 \text{ m} = 41 \text{ m'dir.}$$

Deprem tasarım sınıfı, $DTS = 1$ ve bina toplam yüksekliği $H_N = 41 \text{ m}$ için, Çizelge 2.9 kullanılarak bina yükseklik sınıfı, $BYS = 4$ olarak bulunmaktadır.

2.5.4 Bina performans hedefleri ve tasarım yaklaşımları

Yeni yapılacak olan binanın, deprem yer hareketi düzeyi DD-2 ve deprem tasarım sınıfı, $DTS = 1$ için normal performans hedefi; kontrollü hasar ve tasarım yaklaşımı, dayanıma göre tasarım (DGT) yaklaşımı olarak belirlenmektedir (Çizelge 2.10). Kontrollü hasar performans düzeyi, can güvenliğini sağlamak üzere bina taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan hasar düzeyine karşı gelmektedir.

Çizelge 2.10: Performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları.

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DTS = 1	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	-	-
DD-2	KH	DGT
DD-1	-	-

2.5.5 Bina hakim doğal titreşim periyodu

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulandığı tüm binalarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın hakim doğal titreşim periyodunu ifade eden T_p bağıntı 2.10 ile hesaplanacaktır.

$$T_p = 2\pi \times \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i \times d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} \times d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (2.10)$$

Bu denklemde, m_i toplam kat kütlelerini göstermekte ve bağıntı 2.11 ile elde edilmektedir.

$$m_i = \frac{w_i}{g} = \frac{1}{g} [G_i + n(Q_i)] \quad (2.11)$$

Birinci kat için, kat kütlesi hesabı aşağıda ayrıntılı olarak verilmiş ve diğer sonuçlar Çizelge 2.11’de toplu olarak gösterilmiştir.

$$m_1 = \frac{w_1}{g} = \frac{1}{9.81} [4834 + 0.3 \times (2475)] = 568.451 \text{ kN s}^2/m$$

Periyot hesabında kullanılan F_{fi} fiktif kuvvetleri, kat ağırlıkları ve yükseklikleri ile orantılı kuvvetlerdir ve her iki doğrultu için bağıntı 2.12 ile hesaplanacaktır.

$$F_{fi} = F_0 \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j} \quad (2.12)$$

Çizelge 2.11: Kat ağırlıkları ve kat kütleleri.

Kat	G _i (kN)	Q _i (kN)	S _i (kN)	W _i (kN)	m _i (kN-s ² /m)
10. Kat	4557,00	770,00	810,00	5031,00	512,84
9.Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
8. Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
7. Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
6. Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
5.Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
4.Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
3.Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
2.Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
1. Kat	4834,00	2475,00	-	5576,50	568,45
Toplam	48063,00	23045,00	810,00	55219,50	5628,90

Bağıntıda F_0 , kabul edilen herhangi bir fiktif yükü göstermektedir. Bu hesapta $F_0 = 1000 \text{ kN}$ olarak alınmıştır. Taşıyıcı sistem enkesitleri belirlenen sistemin, (X) ve (Y) doğrultularında kat kütle merkezine etkililen F_{fi} fiktif kuvvetleri altında analizi ile d_{fi} yatay kat yerdeğiştirmeleri bulunmuştur. Fiktif kuvvetler ve bu yükler altında kat yerdeğiştirmeleri, (X) doğrultusu için Çizelge 2.12’de, Y doğrultusu için Çizelge 2.13’de gösterilmiştir.

$\sum_{i=1}^N m_i \times d_{fi}^2$ ve $\sum_{i=1}^N F_{fi} \times d_{fi}$ değerleri çizelgelerde verilmiş ve bina periyotları aşağıda hesaplanmıştır.

$$T_p^{(X)} = 2\pi \times \left(\frac{0.994}{15.470} \right)^{1/2} = 1.59 \text{ sn} \quad T_p^{(Y)} = 2\pi \times \left(\frac{1.087}{16.160} \right)^{1/2} = 1.63 \text{ sn}$$

Çizelge 2.12: (X) doğrultusu $F_0 = 1000 \text{ kN}$ fiktif kuvvet etkisinde oluşan kat yerdeğiştirmeleri ve periyot hesabı.

KAT	m_i	$H_i \text{ (m)}$	$m_i \times H_i$	$F_{iE}^{(X)} \text{ (kN)}$	$d_{fi}^{(X)} \text{ (m)}$	$m_i \times (d_{fi}^{(X)})^2$	$F_{fi}^{(X)} \times d_{fi}^{(X)}$
10. Kat	512.84	40.00	20513.76	229.48	0.0214	0.235	4.911
9. Kat	568.45	36.00	20464.22	154.10	0.0198	0.223	3.051
8. Kat	568.45	32.00	18190.42	136.98	0.0178	0.180	2.438
7. Kat	568.45	28.00	15916.62	119.86	0.0154	0.135	1.846
6. Kat	568.45	24.00	13642.81	102.74	0.0127	0.092	1.305
5. Kat	568.45	20.00	11369.01	85.61	0.0105	0.063	0.899
4. Kat	568.45	16.00	9095.21	68.49	0.0082	0.038	0.562
3. Kat	568.45	12.00	6821.41	51.37	0.0059	0.020	0.303
2. Kat	568.45	8.00	4547.60	34.25	0.0037	0.008	0.127
1. Kat	568.45	4.00	2273.80	17.12	0.0017	0.002	0.029
Toplam	5628.90		122834.86	1000.00		0.994	15.470

Çizelge 2.13: (Y) Doğrultusu $F_0 = 1000 \text{ kN}$ fiktif kuvvet etkisinde oluşan kat yerdeğiştirmeleri ve periyot hesabı.

KAT	m_i	$H_i \text{ (m)}$	$m_i \times H_i$	$F_{iE}^{(Y)} \text{ (kN)}$	$d_{fi}^{(Y)} \text{ (m)}$	$m_i \times (d_{fi}^{(Y)})^2$	$F_{fi}^{(Y)} \times d_{fi}^{(Y)}$
10. Kat	512.84	40.00	20513.76	229.48	0.0223	0.255	5.117
9. Kat	568.45	36.00	20464.22	154.10	0.0208	0.246	3.205
8. Kat	568.45	32.00	18190.42	136.98	0.0187	0.199	2.562
7. Kat	568.45	28.00	15916.62	119.86	0.0162	0.149	1.942
6. Kat	568.45	24.00	13642.81	102.74	0.0135	0.104	1.387
5. Kat	568.45	20.00	11369.01	85.61	0.0110	0.069	0.942
4. Kat	568.45	16.00	9095.21	68.49	0.0084	0.040	0.575
3. Kat	568.45	12.00	6821.41	51.37	0.0058	0.019	0.298
2. Kat	568.45	8.00	4547.60	34.25	0.0033	0.006	0.113
1. Kat	568.45	4.00	2273.80	17.12	0.0011	0.001	0.019
Toplam	5628.90		122834.86	1000.00		1.087	16.160

Binanın hakim doğal titreşim periyodu T_p 'nin deprem hesabında gözönüne alınacak en büyük değeri bağıntı 2.13'de belirtildiği şekilde ampirik hakim doğal titreşim periyodunun 1.4 katını aşmamalıdır.

$$T_{pA} = 1.4 \times C_t \times H_N^{3/4} \quad (2.13)$$

Bina, çelik çerçevelerden ve çaprazlı çelik çerçevelerden oluştuğundan dolayı TBDY-2018 uyarınca $C_t = 0.08$ olarak kabul edilmiştir.

$$T_{pA}^{(X)} = T_{pA}^{(Y)} = 1.4 \times 0.08 \times 40^{3/4} = 1.78 \text{ sn}$$

$T_p^{(X)} = 1.59 \text{ sn} \leq 1.78 \text{ sn}$ olduğundan deprem hesaplarında, (X) doğrultusu hakim doğal titreşim periyodu $T_p^{(X)} = 1.59 \text{ sn}$ olarak hesaba katılacaktır.

$T_p^{(Y)} = 1.63 \text{ sn} \leq 1.78 \text{ sn}$ olduğundan deprem hesaplarında, (Y) doğrultusu hakim doğal titreşim periyodu $T_p^{(Y)} = 1.63 \text{ sn}$ olarak hesaba katılacaktır.

2.5.6 Deprem yükü azaltma katsayısı

Süneklik düzeyi yüksek çelik taşıyıcı sistemler için taşıyıcı sistem davranış katsayıları ve dayanım fazlalığı katsayıları Çizelge 2.11’de verilmiştir.

Yapı (X) doğrultusunda, izin verilen bina yükseklik sınıfına uygun olarak ($BYS = 4 \geq 2$) deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar sınıfına girmektedir. Bu nedenle taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 8$, dayanım fazlalığı katsayısı $D = 2.5$ olarak kabul edilmiştir (Çizelge 2.14). (Y) doğrultusunda ise izin verilen bina yükseklik sınıfına uygun olarak ($BYS = 4 \geq 3$) deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılandığı binalar sınıfına girmektedir. Bu nedenle taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 8$, dayanım fazlalığı katsayısı $D = 3$ olarak kabul edilmiştir (Çizelge 2.14). Taşıyıcı sistem her iki yönde de süneklik düzeyi yüksek seçilerek, birbirine dik doğrultularda taşıyıcı sistemin süneklik düzeylerinin aynı olması gerekliliği koşulu sağlanmıştır.

Doğrusal elastik deprem yüklerinin azaltılmasında esas alınacak deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$, bağıntı 2.14a ve bağıntı 2.14b ile tanımlanmıştır.

$$R_a(T) = \frac{R}{I} \quad T > T_B \quad (2.14a)$$

$$R_a(T) = D + \left(\frac{R}{I} - D \right) \frac{T}{T_B} \quad T \leq T_B \quad (2.14b)$$

$$T_p^{(X)} = 1.59 \text{ sn} > T_B = 0.342 \text{ sn},$$

$T_p^{(Y)} = 1.63 \text{ sn} > T_B = 0.342 \text{ sn}$ olduğundan dolayı deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$,

$$R_a(T_p^{(X)}) = \frac{R^{(X)}}{I} = \frac{8}{1} = 8,$$

$$R_a(T_p^{(Y)}) = \frac{R^{(Y)}}{I} = \frac{8}{1} = 8 \text{ olarak elde edilmektedir.}$$

Çizelge 2.14: Süneklik düzeyi yüksek çelik bina taşıyıcı sistemleri için davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı.

Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R	Dayanım Fazlalığı Katsayısı D	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS
C. ÇELİK BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ			
C1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler			
Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılandığı binalar	8	3	$BYS \geq 3$
Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	8	2.5	$BYS \geq 2$
Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	5	2	$BYS \geq 4$

2.5.7 Toplam eşdeğer deprem yükü

Dayanıma göre tasarım kapsamında kullanılacak doğrusal hesap yöntemleri Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Modal Hesap Yöntemi'dir. Yapıda deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilirlik kontrolü Çizelge 2.15'e göre yapılacaktır.

Çizelge 2.15: Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar.

Bina Türü	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfı	
	$DTS = 1, 1a, 2, 2a$	$DTS = 3, 3a, 4, 4a$
Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin olmadığı binalar	$BYS \geq 4$	$BYS \geq 5$
Diğer tüm binalar	$BYS \geq 5$	$BYS \geq 6$

Yapıda her bir katta burulma düzensizliği katsayısı, $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunun sağlandığı ve binada B2 türü düzensizliği bulunmadığı ilgili bölümlerde gösterilmiştir. Bu durum gözönünde bulundurularak, deprem tasarım sınıfı, $DTS = 1$ ve bina yükseklik sınıfı, $BYS \geq 4$ olduğundan dolayı deprem hesaplarında Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin kullanılması uygundur.

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) bağıntı 2.15 ile belirlenecektir.

$$V_{tE}^{(X)} = m_t \times S_{aR} \times (T_p^{(X)}) \geq 0.04 \times m_t \times I \times S_{DS} \times g \quad (2.15)$$

(X) doğrultusu için yatay elastik tasarım spektral ivmesi, azaltılmış tasarım spektral ivmesi ve taban kesme kuvveti hesabı aşağıda verilmiştir.

$$T_B = 0.342sn < T^{(x)} = 1.59 sn \leq T_L = 6.00 sn$$

$$S_{ae}(T^{(x)}) = \frac{S_{D1}}{T^{(x)}} = \frac{0.521}{1.59} = 0.328$$

$$S_{aR}(T^{(x)}) = \frac{S_{ae}(T^{(x)})}{R_a(T^{(x)})} = \frac{0.328}{8} = 0.041$$

$$V_{tE}^{(X)} = 5628.90 \times 0.041 \times 9.81 \geq 0.04 \times 5628.90 \times 1.0 \times 1.523 \times 9.81$$

$V_{tE}^{(X)} = 2264kN < 3363.98 kN$ olduğundan dolayı, toplam eşdeğer deprem yükü $V_{tE}^{(X)} = 3363.98 kN$ olarak kabul edilmiştir.

(Y) doğrultusu için yatay elastik tasarım spektral ivmesi, azaltılmış tasarım spektral ivmesi ve taban kesme kuvveti hesabı aşağıda verilmiştir.

$$T_B = 0.342sn < T^{(Y)} = 1.63 sn \leq T_L = 6.00 sn$$

$$S_{ae}(T^{(Y)}) = \frac{S_{D1}}{T^{(Y)}} = \frac{0.521}{1.63} = 0.320$$

$$S_{aR}(T^{(Y)}) = \frac{S_{ae}(T^{(Y)})}{R_a(T^{(Y)})} = \frac{0.320}{8} = 0.040$$

$$V_{tE}^{(Y)} = 5628.90 \times 0.040 \times 9.81 \geq 0.04 \times 5628.90 \times 1 \times 1.523 \times 9.81$$

$V_{tE}^{(Y)} = 2208.78 kN < 3363.98 kN$ olduğundan dolayı, deprem hesaplarında $V_{tE}^{(Y)} = 3363.98 kN$ olarak kabul edilmiştir.

2.5.8 Katlara etkiyen yatay eşdeğer deprem yükleri

Toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak bağıntı 2.16 ile ifade edilir.

$$V_{tE} = \Delta F_{NE} + \sum_{i=1}^N F_{iE} \quad (2.16)$$

Binanın N'ini katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü, ΔF_{NE} , (X) ve (Y)

doğrultuları için bağıntı 2.17 ile belirlenecektir.

$$\Delta F_{NE} = 0.0075 N V_{tE} \quad (2.17)$$

$$\Delta F_{NE}^{(X)} = 0.0075 (10) (3363.98) = 252.30 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{NE}^{(Y)} = 0.0075 (10) (3363.98) = 252.30 \text{ kN}$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün, ΔF_{NE} tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına bağıntı 2.18 ile dağıtılacaktır.

$$F_{iE} = (V_{tE} - \Delta F_{NE}) \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j} \quad (2.18)$$

$$F_{iE}^{(X)} = F_{iE}^{(Y)} = (3363.98 - 252.30) \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j}$$

Hesaplanan $F_{iE}^{(X)}$ ve $F_{iE}^{(Y)}$ eşdeğer deprem yükleri, en üst kat döşemesine etkiyen tepe kuvveti de ilave edilerek Çizelge 2.16'da topluca verilmiştir.

Çizelge 2.16: Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri.

KAT	m_i	H_i (m)	$m_i \times H_i$	$F_{iE}^{(X)}$ (kN)	$F_{iE}^{(Y)}$ (kN)	$V_{iE}^{(X)}$ (kN)	$V_{iE}^{(Y)}$ (kN)
10. Kat	512.84	40.00	20513.76	771.96	771.96	771.96	771.96
9. Kat	568.45	36.00	20464.22	518.40	518.40	1290.36	1290.36
8. Kat	568.45	32.00	18190.42	460.80	460.80	1751.17	1751.17
7. Kat	568.45	28.00	15916.62	403.20	403.20	2154.37	2154.37
6. Kat	568.45	24.00	13642.81	345.60	345.60	2499.97	2499.97
5. Kat	568.45	20.00	11369.01	288.00	288.00	2787.98	2787.98
4. Kat	568.45	16.00	9095.21	230.40	230.40	3018.38	3018.38
3. Kat	568.45	12.00	6821.41	172.80	172.80	3191.18	3191.18
2. Kat	568.45	8.00	4547.60	115.20	115.20	3306.38	3306.38
1. Kat	568.45	4.00	2273.80	57.60	57.60	3363.98	3363.98
Toplam	5628.90		122834.86	3363.98	3363.98		

2.5.9 Düşey deprem etkisi

TBDY-2018'e uygun olarak düşey deprem etkisinin de deprem hesabında dikkate alınması gerekmektedir. Tasarımı yapılan bina için özel bir hesap yapılmaksızın bağıntı 2.19 ile yaklaşık olarak hesaplanan düşey deprem etkisi gözönüne alınacaktır.

$$E_d^{(Z)} = (2/3) S_{DS} G \quad (2.19)$$

Düşey deprem etkisi, sabit yük G 'nin yük katsayısı içine dahil edilecektir.

$$G(1.2 + 0.3 (2/3) 1.523) = 1.505 G$$

$$G(0.9 - 0.3 (2/3) 1.523) = 0.595 G$$

Bu durumda deprem etkisini içeren yük birleşimleri aşağıdaki şekilde oluşturulabilir.

$$1.505 G + Q + 0.2 S + E_d^{(H)}$$

$$0.595 G + E_d^{(H)}$$

2.5.10 Yatay deprem yüklerinin etkiye noktaları

Yapıda A2 ve A3 türü düzensizliklerin bulunmadığı ve döşeme düzlemi içinde önemli şekil değiştirmelerin meydana gelmediği ilgili bölümlerde açıklanmış ve bu sebeple döşemeler rijit diyafram olarak kabul edilmiştir.

Bina türü yapılarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki bina genişliğinin + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir.

Bu yapıda (X) ve (Y) doğrultularındaki ek dış merkezlikler;

$$e^{(x)} = \pm 0.05 \times 55 m = \pm 2.75 m$$

$$e^{(Y)} = \pm 0.05 \times 14 m = \pm 0.70 m \text{ değerlerini alırlar.}$$



3. YÜK BİRLEŞİMLERİ

Çelik yapı elemanlarının ve birleşimlerinin tasarımı, *Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım* yöntemi uygulanarak gerçekleştirilecektir. Bina taşıyıcı sisteminin sabit ve hareketli yükler ile deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizleri sonucunda elde edilen iç kuvvetler, ÇYTHYE-2018 ve TBDY-2018'e uygun olarak aşağıda detaylı olarak açıklandığı şekilde birleştirilecektir.

G: Sabit Yük

Q: Hareketli Yük

Q_r: Çatı Hareketli Yüğü

S: Kar Yüğü

W: Rüzgar Yüğü

E: Deprem Yüğü

a) Düşey yük birleşimleri;

$$1.4 G$$

$$1.2 (G + N_G) + 1.6 (Q_r + N_{Qr})$$

$$1.2 (G + N_G) + 1.6 (S + N_S)$$

$$1.2 (G + N_G) + 1.6 (Q + N_Q) + 0.5 (Q_r + N_{Qr})$$

$$1.2 (G + N_G) + 1.6 (Q + N_Q) + 0.5 (S + N_S)$$

$$1.2 (G + N_G) + 1.6 (Q_r + N_{Qr}) + 1.0 (Q + N_Q)$$

$$1.2 (G + N_G) + 1.6 (S + N_S) + 1.0 (Q + N_Q)$$

b) Düşey yük + Deprem yüğü birleşimleri;

$$1.505G + Q + 0.2S + E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)}$$

$$1.505G + Q + 0.2S + E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)}$$

$$1.505G + Q + 0.2S - E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)}$$

$$1.505G + Q + 0.2S - E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)}$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)}$$

$$1.505G + Q + 0.2S - 0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$$

$$1.505G + Q + 0.2S - 0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)}$$

$$0.595G + E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)}$$

$$0.595G + E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)}$$

$$0.595G - E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)}$$

$$0.595G - E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)}$$

$$0.595G + 0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$$

$$0.595G + 0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)}$$

$$0.595G - 0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$$

$$0.595G - 0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)}$$

c) Düşey yük + Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve Doğrultusu (X doğrultusu) artırılmış deprem yükü birleşimleri;

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(+E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(+E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(-E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(-E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(+0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(+0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(-0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 2.5(-0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(+E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(+E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(-E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(-E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(+0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(+0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(-0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 2.5(-0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

d) Düşey yük + Çelik Çerçeve Doğrultusu (Y doğrultusu) artırılmış deprem yükü birleşimleri;

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(+E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(+E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(-E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(-E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(+0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(+0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(-0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$1.505G + Q + 0.2S + 3(-0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(+E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(+E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(-E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(-E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(+0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(+0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(-0.3E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$$

$$0.595G + 3(-0.3E_d^{(X)} - E_d^{(Y)})$$

e) Düşey yük + Rüzgar birleşimleri;

$$1.2G + 1.6Q_r + 0.8W_x$$

$$1.2G + 1.6Q_r - 0.8W_x$$

$$1.2G + 1.6Q_r + 0.8W_y$$

$$1.2G + 1.6Q_r - 0.8W_y$$

$$1.2G + 1.0Q + 0.5Q_r + 1.6W_x$$

$$1.2G + 1.0Q + 0.5Q_r - 1.6W_x$$

$$1.2G + 1.0Q + 0.5Q_r + 1.6W_y$$

$$1.2G + 1.0Q + 0.5Q_r - 1.6W_y$$

$$0.9G + 1.6W_x$$

$$0.9G - 1.6W_x$$

$$0.9G + 1.6W_y$$

$$0.9G - 1.6W_y$$

Yönetmeliğin öngördüğü durumlarda, çelik yapı elemanları ve birleşim detayları için dayanım fazlalığı katsayıları kullanılarak hesaplanan artırılmış deprem yüklemeleri göz önüne alınacaktır. Fakat D katsayısı ile büyütülen iç kuvvetler, kapasite tasarımı ilkesinin gereği olarak kesitteki akma sınır durumu ile uyumlu iç kuvvetlerden büyük olmayacaktır. Süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler için dayanım fazlalığı katsayısı, $D = 3$, Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçeler için dayanım fazlalığı katsayısı, $D = 2.5$ olarak alınmıştır.



4. BİNA TAŞIYICI SİSTEMİNİN YAPISAL ANALİZLERİ

Kesin boyutlandırma sonucunda enkesit profilleri belirlenen bina taşıyıcı sisteminin, daha önceki bölümlerde hesaplanan düşey ve yatay yükler altında analizi yapılmış ve eleman boyutlandırma hesaplarında kullanılacak gerekli dayanımlar elde edilmiştir.

Taşıyıcı sistem elemanlarının gerekli dayanımları, azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri dikkate alınarak genel analiz yöntemi ile hesaplanacaktır.

İkinci mertebe teorisi ile yapılan hesaplarda geometrik ön kusurların ve azaltılmış rijitliklerin dikkate alınması gerekmektedir. Geometrik ön kusur tanımı ile kastedilen, düğüm noktalarının konumundaki geometrik yerdeğiştirmelerdir. Geometrik ön kusurlar, yapı analizlerinde doğrudan modellenebileceği gibi bağıntı 4.1 ile belirlenen yatay fiktif yükler ile de hesaba katılmasına izin verilir. Yapıda geometrik ön kusurlar, yatay fiktif yükler uygulanarak göz önüne alınacaktır. İkinci mertebe yerdeğiştirmelerin birinci mertebe yerdeğiştirmelerine oranını ifade eden B_2 katsayıları 1.7 değerinden küçük olduğu için fiktif kuvvetler sadece düşey yük birleşimlerinde hesaba katılmıştır. Katlara etkiyen fiktif yük değerleri Çizelge 4.1’de verilmiştir.

$$N_Y = 0.002 \alpha Y_i \quad (4.1)$$

Eleman rijitlikleri için, taşıyıcı sistem elemanlarının YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımlarının, elemanların enkesit basınç kuvveti dayanımına oranları 0.5 değerinden küçük olduğundan, tüm yapı elemanlarının eğilme, kayma ve eksenel rijitlikleri 0.80 katsayısı ile çarpılarak azaltılacaktır.

Sistem analizleri SAP2000-v19 programından yararlanılarak gerçekleştirilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde, analiz sonuçları değerlendirilerek, görelî kat ötelemeleri ve ikinci mertebe etkileri kontrol edilecektir.

Çizelge 4.1: Katlara etkiyen fiktif yükler.

Kat	G _i (kN)	N _G (kN)	Q _i (kN)	N _Q (kN)	S _i (kN)	N _S (kN)
10. Kat	4557,00	9,11	770,00	1,54	810,00	1,62
9.Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
8. Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
7. Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
6. Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
5.Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
4.Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
3.Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
2.Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
1. Kat	4834,00	9,67	2475,00	4,95	-	0,00
Toplam	48063,00	96,13	23045,00	46,09	810,00	1,62

4.1 Etkin Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Herhangi bir kat için, ardışık iki kat arasındaki yatay yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi bağıntı 4.2 ile hesaplanır. Göreli kat ötelemeleri ve sehim kontrollerinde azaltılmamış eleman rijitlikleri kullanılacaktır.

$$\Delta_i = u_i - u_{i-1} \quad (4.2)$$

Bu denklemde u_i ve u_{i-1} , hesap yapılan doğrultu için binanın ardışık iki katındaki herhangi bir kolonun uçlarında, azaltılmış deprem yükleri etkisinde meydana gelen en büyük yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Bu yapıda, her bir deprem doğrultusu için u_i yerdeğiştirmelerinin en büyük değerleri, $\pm$ %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelmektedir.

TBDY-2018 uyarınca, deplasman kontrollerinde minimum eşdeğer deprem yükü koşulunun dikkate alınmasına gerek yoktur. Fakat hesap kolaylığı sağlamak amacıyla ve güvenli tarafta kalınmak üzere, daha önce hesaplanmış olan katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri aynı şekilde kalacak ve bu yükler altında yatay yerdeğiştirme koşullarının sağlandığı gösterilecektir.

Binanın herhangi bir katındaki kolonlarda etkin göreli kat ötelemesi bağıntı 4.3 ile elde edilecektir.

$$\delta_i = \frac{R}{I} \Delta_i \quad (4.3)$$

Hesaplanan δ_i görelî kat ötelemeleri, bağıntı 4.4’de verilen sınır koşulunu sağlamalıdır.

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}}{h_i} \leq 0.016 \kappa \quad (4.4)$$

λ katsayısı, binanın gözönüne alınan deprem doğrultusundaki hakim titreşim periyodu için DD-3 deprem yer hareketine göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivmesinin, DD-2 deprem yer hareketine göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivmesine oranıdır. κ katsayısı, çelik binalar için $\kappa = 0.5$ olarak alınacaktır.

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}}{h_i} \leq 0.008$$

$$S_{ae}(T^{(x)})_{DD-2} = 0.328$$

$$S_{ae}(T^{(x)})_{DD-3} = \frac{(S_{D1})_{DD-3}}{T^{(x)}} = \frac{0.178}{1.59} = 0.112$$

$$S_{ae}(T^{(Y)})_{DD-2} = 0.320$$

$$S_{ae}(T^{(Y)})_{DD-3} = \frac{(S_{D1})_{DD-3}}{T^{(Y)}} = \frac{0.178}{1.63} = 0.109$$

$$\lambda^{(X)} = \frac{S_{ae}(T^{(x)})_{DD-3}}{S_{ae}(T^{(x)})_{DD-2}} = \frac{0.112}{0.328} = 0.341$$

$$\lambda^{(Y)} = \frac{S_{ae}(T^{(Y)})_{DD-3}}{S_{ae}(T^{(Y)})_{DD-2}} = \frac{0.109}{0.320} = 0.341$$

Birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularında $\pm$ % 5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen $u_i^{(X)}$ ve $u_i^{(Y)}$ yatay yerdeğiştirmelerinin her katta aldığı değerler ve katlar arasındaki azaltılmış kat ötelemesi değerleri (X) doğrultusu için Çizelge 4.2’de, Y doğrultusu için Çizelge 4.3’de verilerek görelî kat ötelemelerinin sınırlar içerisinde kaldığı gösterilmiştir.

Çizelgelerden görüldüğü üzere, $\lambda (\delta_i/h_i)$ oranlarının en büyük değerleri, (X) ve (Y) doğrultuları için sırasıyla,

$$\lambda \left(\frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} \right) = 0.0061 \leq 0.0080,$$

$$\lambda \left(\frac{\delta_{i,max}^{(Y)}}{h_i} \right) = 0.0076 \leq 0.0080 \text{ olarak hesaplanmakta ve sınır koşul sağlanmaktadır.}$$

Çizelge 4.2: (X) doğrultusu etkin göreli kat ötelemesi kontrolü.

KAT	$u_i^{(x)}$ (m)	$\Delta_i^{(x)}$ (m)	R/I	$\delta_i^{(x)}$ (m)	$\delta_i^{(x)} \times \lambda / h_i$	Koşul ($0.016 \times \kappa$)	Sonuç
10. Kat	0,0733	0,0054	8	0,0432	0,0037	0,0080	Uygun
9. Kat	0,0679	0,0069	8	0,0552	0,0047	0,0080	Uygun
8. Kat	0,0610	0,0083	8	0,0664	0,0057	0,0080	Uygun
7. Kat	0,0527	0,0090	8	0,0720	0,0061	0,0080	Uygun
6. Kat	0,0437	0,0078	8	0,0624	0,0053	0,0080	Uygun
5. Kat	0,0359	0,0079	8	0,0632	0,0054	0,0080	Uygun
4. Kat	0,0280	0,0078	8	0,0624	0,0053	0,0080	Uygun
3. Kat	0,0202	0,0075	8	0,0600	0,0051	0,0080	Uygun
2. Kat	0,0127	0,0068	8	0,0544	0,0046	0,0080	Uygun
1. Kat	0,0059	0,0059	8	0,0472	0,0040	0,0080	Uygun

Çizelge 4.3: (Y) doğrultusu etkin göreli kat ötelemesi kontrolü.

KAT	$u_i^{(y)}$ (m)	$\Delta_i^{(y)}$ (m)	R/I	$\delta_i^{(y)}$ (m)	$\delta_i^{(y)} \times \lambda / h_i$	Koşul ($0.016 \times \kappa$)	Sonuç
10. Kat	0,0922	0,0062	8	0,0496	0,0042	0,0080	Uygun
9. Kat	0,0860	0,0084	8	0,0672	0,0057	0,0080	Uygun
8. Kat	0,0776	0,0105	8	0,0840	0,0072	0,0080	Uygun
7. Kat	0,0671	0,0112	8	0,0896	0,0076	0,0080	Uygun
6. Kat	0,0559	0,0102	8	0,0816	0,0070	0,0080	Uygun
5. Kat	0,0457	0,0107	8	0,0856	0,0073	0,0080	Uygun
4. Kat	0,0350	0,0109	8	0,0872	0,0074	0,0080	Uygun
3. Kat	0,0241	0,0106	8	0,0848	0,0072	0,0080	Uygun
2. Kat	0,0135	0,0089	8	0,0712	0,0061	0,0080	Uygun
1. Kat	0,0046	0,0046	8	0,0368	0,0031	0,0080	Uygun

4.2 İkinci Mertebe Etkileri

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir i'inci katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri, $\theta_{II,i}$ bağıntı 4.5'e göre hesaplanacaktır.

$$\theta_{II,i} = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i h_i} \quad (4.5)$$

Kat döşemeleri için rijit diyafram varsayımı yapılan bu binada, $\pm$ %5 dışmerkezlik etkilerini içeren deprem yüklemelerinden dolayı, kat kütle merkezinde meydana gelen

azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması, (X) doğrultusu için $\Delta_i^{(X)}$ olarak alınabilmektedir. Bu durum Y doğrultusu için de geçerlidir.

Her iki deprem doğrultusu için her katta hesaplanan $\theta_{II,i}$ parametrelerinin en büyük değerleri, üçüncü katta meydana gelmektedir. Bu durumda, en büyük ikinci mertebe gösterge değerleri,

$$\left(\Delta_3^{(X)}\right)_{ort} = \left(u_3^{(X)}\right)_{ort} - \left(u_2^{(X)}\right)_{ort} = 0.0074 \text{ m}$$

$$\left(\Delta_3^{(Y)}\right)_{ort} = \left(u_3^{(Y)}\right)_{ort} - \left(u_2^{(Y)}\right)_{ort} = 0.0086 \text{ m}$$

$$\sum_{k=2}^4 w_k = 5031.00 + 7 \times 5576.50 = 44066.50 \text{ kN}$$

$$V_2^{(X)} = V_2^{(Y)} = 3191.18 \text{ kN}$$

$$h_2 = 4.0 \text{ m}$$

$$\theta_{II,3}^{(X)} = \frac{(0.0074)(44066.5)}{(3191.18)(4.0)} = 0.0255,$$

$$\theta_{II,3}^{(Y)} = \frac{(0.0086)(44066.5)}{(3191.18)(4.0)} = 0.0297 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Hesaplanan bu ikinci mertebe gösterge değerleri, dayanım fazlalığı katsayısı, (X) yönünde $D = 2.5$, (Y) yönünde $D = 3.0$, taşıyıcı sistem davranış katsayısı, her iki yönde $R = 8$ ve taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına bağlı olarak tanımlanan C_h katsayısı, çelik bina için $C_h = 1.0$ olmak üzere bağıntı 4.6 ile hesaplanan sınır değeri sağlamalıdır.

$$\theta_{II,i} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} \quad (4.6)$$

$$\theta_{II,3}^{(X)} = 0.0255 \leq 0.12 \frac{2.5}{(1.0)(8)} = 0.0375 \quad (\text{Uygun})$$

$$\theta_{II,3}^{(Y)} = 0.0297 \leq 0.12 \frac{3.0}{(1.0)(8)} = 0.0450 \quad (\text{Uygun})$$

Çizelge 4.4 ve Çizelge 4.5’de tüm katlar için ikinci mertebe gösterge değerleri hesaplanmış ve sınır koşul değerlerini sağladığı gösterilmiştir. Koşul sağlanmakla beraber, ÇYTHYE-2018 uyarınca, çelik yapı elemanlarının tasarımında ikinci mertebe etkileri, yaklaşık ikinci mertebe analizi yöntemi kullanılarak dikkate alınacaktır.

Çizelge 4.4: (X) doğrultusu ikinci mertebe gösterge değerleri.

KAT	$u_i^{(x)}_{ort}$ (m)	$\Delta_i^{(x)}_{ort}$ (m)	w_k (kN)	$V_{iE}^{(X)}$ (kN)	$\theta^{(X)}_{II,max}$	Koşul $0.12 \times D / (C_h \times R)$	Sonuç
10. Kat	0.0721	0.0053	5031.00	771.96	0.0086	0.0375	Uygun
9. Kat	0.0668	0.0068	10607.50	1290.36	0.0140	0.0375	Uygun
8. Kat	0.0600	0.0081	16184.00	1751.17	0.0187	0.0375	Uygun
7. Kat	0.0519	0.0089	21760.50	2154.37	0.0225	0.0375	Uygun
6. Kat	0.0430	0.0077	27337.00	2499.97	0.0210	0.0375	Uygun
5. Kat	0.0353	0.0077	32913.50	2787.98	0.0227	0.0375	Uygun
4. Kat	0.0276	0.0077	38490.00	3018.38	0.0245	0.0375	Uygun
3. Kat	0.0199	0.0074	44066.50	3191.18	0.0255	0.0375	Uygun
2. Kat	0.0125	0.0067	49643.00	3306.38	0.0251	0.0375	Uygun
1. Kat	0.0058	0.0058	55219.50	3363.98	0.0238	0.0375	Uygun

Çizelge 4.5: (Y) doğrultusu ikinci mertebe gösterge değerleri.

KAT	$u_i^{(Y)}_{ort}$ (m)	$\Delta_i^{(Y)}_{ort}$ (m)	w_k (kN)	$V_{iE}^{(Y)}$ (kN)	$\theta^{(Y)}_{II,max}$	Koşul $0.12 \times D / (C_h \times R)$	Sonuç
10. Kat	0.0751	0.0050	5031.00	771.96	0.0081	0.0450	Uygun
9. Kat	0.0701	0.0069	10607.50	1290.36	0.0142	0.0450	Uygun
8. Kat	0.0632	0.0086	16184.00	1751.17	0.0199	0.0450	Uygun
7. Kat	0.0546	0.0091	21760.50	2154.37	0.0230	0.0450	Uygun
6. Kat	0.0455	0.0083	27337.00	2499.97	0.0227	0.0450	Uygun
5. Kat	0.0372	0.0087	32913.50	2787.98	0.0257	0.0450	Uygun
4. Kat	0.0285	0.0089	38490.00	3018.38	0.0284	0.0450	Uygun
3. Kat	0.0196	0.0086	44066.50	3191.18	0.0297	0.0450	Uygun
2. Kat	0.0110	0.0073	49643.00	3306.38	0.0274	0.0450	Uygun
1. Kat	0.0037	0.0037	55219.50	3363.98	0.0152	0.0450	Uygun

4.3 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Kontrolü

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve sistemler için her bir kiriş-kolon düğüm noktasında, gözönüne alınan deprem doğrultusun için bağıntı 4.7 ile hesaplanan kolonların kirişlerden güçlü olma koşulunun sağlandığı gösterilecektir.

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0 \quad (4.7)$$

4.3.1 Birinci kat için güçlü kolon-zayıf kiriş hesabı

Birinci kat HE360B kirişinin olası eğilme momenti kapasitesinin, M_{pr} , hesaplanması gerekmektedir.

$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{275 + 430}{2(275)} = 1.28 > 1.2$ olduğundan dolayı $C_{pr} = 1.2$ olarak kabul edilecektir.

$$M_{pr} = M_{prR} = M_{prL} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times W_p = 1.2 \times 1.3 \times 275 \times 2680(10)^{-3}$$

$$M_{pr} = M_{prR} = M_{prL} = 1149.72 \text{ kNm}$$

$$l_n = L - 2\left(\frac{d_c}{2}\right) = 5.0 \text{ m} - 0.70 \text{ m} = 4.30 \text{ m}$$

$$V_{ucR} = \frac{2 \times M_{prR}}{l_n} - V_{dR} = \frac{2 \times 1149.72}{4.30} - 31.33 = 503.42 \text{ kN}$$

$$V_{ucL} = \frac{2 \times M_{prL}}{l_n} + V_{dL} = \frac{2 \times 1149.72}{4.30} + 126.95 = 661.70 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{uv} = (V_{ucR} + V_{ucL}) \times \left(\frac{d_c}{2}\right) = (503.42 \text{ kN} + 661.70 \text{ kN}) \times \left(\frac{0.70}{2}\right)$$

$$\Sigma M_{uv} = 407.79 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pb} = 2(1.1 \times R_y \times F_{yb} \times W_{pb}) = 2 \times 1.1 \times 1.3 \times 275 \times 2680(10)^{-3}$$

$$\Sigma M_{pb} = 2107.82 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma M_{pb} + \Sigma M_{uv} = 2107.82 \text{ kNm} + 407.79 \text{ kNm} = 2515.61 \text{ kNm}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi altında birinci kat 11-A aksı HE700B kolonu üst ucunda eksenel basınç kuvveti, P_{uc1} ,

$$P_{uc} = 1833.28 + 3.0 \times 1.048 \times 232.77 = 2565.11 \text{ kN}$$

$$M_{pc} = W_{pc}(F_{yc} - P_{uc}/A_g)$$

$$M_{pc1} = 8320(10)^3 \times (355 - (2565.11 \times 10^3)/30600) \times 10^{-6} = 2256.16 \text{ kNm}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi altında ikinci kat 11-A aksı HE700B kolonu alt ucunda eksenel basınç kuvveti, P_{uc2} ,

$$P_{uc2} = 1646.31 + 3.0 \times 1.048 \times 229.64 = 2368.30 \text{ kN}$$

$$M_{pc2} = 8320(10)^3 \times (355 - (2368.30 \times 10^3)/30600) \times 10^{-6} = 2309.67 \text{ kNm}$$

Kiriş eksenli hizasındaki kolon enkesiti plastik eğilme momenti değerleri, M_{pc1}^* ve M_{pc2}^* , kat orta noktalarında dönme şekildeğiştirmesinin sıfır olduğu ve eğilme momentinin doğrusal değiştiği varsayımları esas alınarak hesaplanabilir.

$$M_{pc1}^* = 2256.16 \text{ kNm} \left(\frac{4.0}{4.0 - (0.70/2)} \right) = 2472.50 \text{ kNm}$$

$$M_{pc2}^* = 2309.67 \text{ kNm} \left(\frac{4.0}{4.0 - (0.70/2)} \right) = 2531.15 \text{ kNm}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{(2472.50 + 2531.15)}{2515.61} = 1.98 > 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

4.3.2 Yedinci kat için güçlü kolon-zayıf kiriş hesabı

Yedinci kat HE300B kirişinin olası eğilme momenti kapasitesinin, M_{pr} , hesaplanması gerekmektedir.

$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{27}{2(275)} = 1.28 > 1.2$ olduğundan dolayı $C_{pr} = 1.2$ olarak kabul edilecektir.

$$M_{pr} = M_{prR} = M_{prL} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times W_p = 1.2 \times 1.3 \times 275 \times 1870(10)^{-3}$$

$$M_{pr} = M_{prR} = M_{prL} = 802.23 \text{ kNm}$$

$$l_n = L - 2 \frac{d_c}{2} = 5.0 \text{ m} - 0.50 \text{ m} = 4.50 \text{ m}$$

$$V_{ucR} = \frac{2 \times M_{prR}}{l_n} - V_{dR} = \frac{2 \times 802.23}{4.50} - 30.96 = 325.59 \text{ kN}$$

$$V_{ucL} = \frac{2 \times M_{prL}}{l_n} + V_{dL} = \frac{2 \times 802.23}{4.50} + 124.52 = 481.07 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{uv} = (V_{ucR} + V_{ucL}) \times \left(\frac{d_c}{2} \right) = (325.59 \text{ kN} + 481.07 \text{ kN}) \times \left(\frac{0.50}{2} \right)$$

$$\Sigma M_{uv} = 201.67 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pb} = 2(1.1 \times R_y \times F_{yb} \times W_{pb}) = 2 \times 1.1 \times 1.3 \times 275 \times 1870(10)^{-3}$$

$$\Sigma M_{pb} = 1470.76 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma M_{pb} + \Sigma M_{uv} = 1470.76 \text{ kNm} + 201.67 \text{ kNm} = 1672.43 \text{ kNm}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi altında yedinci kat 11-A aksı HE500B kolonu üst ucunda eksenel basınç kuvveti, P_{uc} ,

$$P_{uc7} = 680.08 + 3.0 \times 1.053 \times 80.43 = 934.16 \text{ kN}$$

$$M_{pc7} = 4820(10)^3 \times (355 - (934.16 \times 10^3)/23900) \times 10^{-6} = 1522.70 \text{ kNm}$$

1.505 $G + Q + 0.2 S + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi altında sekizinci kat 11-A aksı HE500B kolonu alt ucunda eksenel basınç kuvveti, P_{uc2} ,

$$P_{uc} = 509.11 + 3.0 \times 1.053 \times 61.04 = 701.94 \text{ kN}$$

$$M_{pc} = 4820(10)^3 \times (355 - (701.94 \times 10^3)/23900) \times 10^{-6} = 1569.54 \text{ kNm}$$

$$M_{pc7}^* = 1522.70 \text{ kNm} \left(\frac{4.0}{4.0 - (0.50/2)} \right) = 1624.21 \text{ kNm}$$

$$M_{pc}^* = 1569.54 \text{ kNm} \left(\frac{4.0}{4.0 - (0.50/2)} \right) = 1674.18 \text{ kNm}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{(1624.21 + 1674.18)}{1672.43} = 1.97 > 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

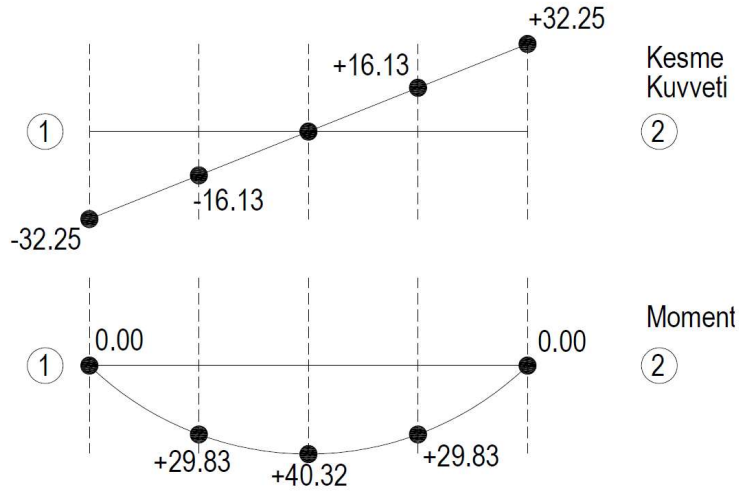


5. BİNA TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

5.1 Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen döşeme kirişlerinin, düşey yükler altında dayanım ve işletme yükleri altında kullanılabilirlik sınır kontrolleri yapılacaktır. Düşey yükler için $(1.2 G + 1.6 Q)$, işletme yükleri için ise $(G + Q)$ yük birleşimleri kullanılacaktır.

Düşey yükler için yük birleşimleri : $1.2 G + 1.6 Q$



Şekil 5.1: Döşeme kirişi $(1.2G + 1.6Q)$ yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

$(1.2 G + 1.6 Q)$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı, M_u , ve kesme kuvveti dayanımı, V_u , sistem analizi sonucunda Şekil 5.1’de görüldüğü üzere,

$$M_u = 40.32 \text{ kNm}$$

$$V_u = 32.25 \text{ kN} \text{ olarak elde edilir.}$$

Döşeme kirişleri basit kiriş, kompozit kiriş ve petek kiriş olarak 3 farklı şekilde tasarlanacak ve profil karşılaştırılması yapılacaktır.

5.1.1 Döşeme kirişlerinin basit kiriş olarak boyutlandırılması

Basit kiriş olarak seçilen IPE240 profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 3890 \text{ cm}^4$	d	$= 240.00 \text{ mm}$	C_w	$= 37400 \text{ cm}^6$
I_y	$= 283 \text{ cm}^4$	h	$= 190.40 \text{ mm}$	i_x	$= 99.70 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 324 \text{ cm}^3$	b_f	$= 120.00 \text{ mm}$	i_y	$= 26.90 \text{ mm}$
W_{px}	$= 366 \text{ cm}^3$	t_f	$= 9.80 \text{ mm}$	A	$= 3910 \text{ mm}^2$
J	$= 13.10 \text{ cm}^4$	t_w	$= 6.20 \text{ mm}$		

5.1.1.1 Enkesit kontrolü

Yerel burkulma sınır durumu için enkesitin kompaktlık kontrolü yapılacaktır. Eğilme momentinin basınç bileşeni etkisindeki başlık parçası kontrolü için bağıntı 5.1, gövde parçası kontrolü için bağıntı 5.2 kullanılacaktır.

$$\text{Başlık parçası için: } \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \lambda_r = 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.1)$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{120}{2 (9.80)} = 6.12 \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.25 \quad (\text{Uygun})$$

$$\text{Gövde parçası için: } \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.2)$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{190.4}{6.20} = 30.71 \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.40 \quad (\text{Uygun})$$

Yerel burkulma sınır durumu için, enkesitin başlık ve gövde parçalarının genişlik/kalınlık oranları, yukarıda gösterildiği şekilde, λ_p sınır değerlerinden küçük olduğundan dolayı IPE240 enkesiti kompakt olarak kabul edilir.

5.1.1.2 Tasarım dayanımı kontrolü

Kuvvetli asal eksenleri etrafında eğilme etkisindeki gövde ve başlık parçaları kompakt sınıfında olan çift simetri eksenli IPE240 elemanının karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumuna ve yanal burulmalı burkulma sınır durumuna göre değerlendirilir.

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} = 275 (366) 10^{-3} = 100.65 \text{ kNm}$$

Yanal burulmalı burkulma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı,

M_n

Kiriş başlığı sadece mesnet noktalarından desteklendiği için, stabilite bağlantısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu, L_b , kirişin toplam boyuna eşit olarak kabul edilecektir.

$$L_b = 5000 \text{ mm}$$

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen yanal uzunluk, L_p , bağıntı 5.3'e göre hesaplanacaktır.

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.3)$$

$$L_p = 1.76 \times 26.90 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 1276.8 \text{ mm}$$

$$L_b = 5000 \text{ mm} > L_p = 1276.8 \text{ mm}$$

Stabilite bağlantısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu, akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen uzunluktan daha büyük olduğundan dolayı elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluginin hesaplanması gerekmektedir. Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluk, L_r , bağıntı 5.4'e göre hesaplanacaktır.

$$L_r = 1.95 \times i_{ts} \times \frac{E}{0.7 \times F_y} \times \sqrt{\frac{J c}{W_{ex} \times h_0} + \sqrt{\left(\frac{J c}{W_{ex} \times h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (5.4)$$

Çift simetri eksenli IPE240 kiriş enkesiti için $c = 1.0$ olarak kabul edilmiştir. Ayrıca atalet yarıçapı için güvenli tarafta kalınan bir yaklaşımla bağıntı 5.5 ile hesaplanan etkin atalet yarıçapı kullanılacaktır.

$$i_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{h \times t_w}{b_f \times t_f}\right)}} \quad (5.5)$$

$$i_{ts} = \frac{120}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{190.4 \times 6.20}{120 \times 9.80}\right)}} = 32.06 \text{ mm}$$

Enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklık, h_o ,

$$h_o = d - t_f = 240 - 9.8 = 230.2 \text{ mm} \text{ olarak bulunur.}$$

$$L_r = 1.95 \times 32.06 \times \frac{200000}{0.7 \times 275} \sqrt{\frac{13.1(10^4) \times 1.0}{324(10^3) \times 230.2} + \sqrt{\left(\frac{13.1(10^4) \times 1.0}{324(10^3) \times 230.2}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 275}{200000}\right)^2}}$$

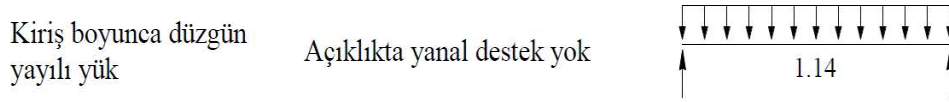
$L_r = 4506.12 \text{ mm} < L_b = 5000 \text{ mm}$ olduğundan dolayı karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , bağıntı 5.6 ile belirlenecektir.

$$M_n = F_{cr} \times W_{ex} \leq M_p \quad (5.6)$$

Kritik gerilme değeri, F_{cr} , bağıntı 5.7 ile hesaplanacaktır.

$$F_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{L_b}{i_{ts}}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0.078 \frac{J \times c}{W_{ex} \times h_0} \left(\frac{L_b}{i_{ts}}\right)^2} \quad (5.7)$$

Yükün kiriş boyunca düzgün olarak yayılı olduğu ve açıklıkta yanal destek olmadığı durumda Şekil 5.2’de belirtildiği üzere moment düzeltme katsayısı $C_b = 1.14$ olarak kabul edilmiştir.



Şekil 5.2: C_b moment düzeltme katsayısı değeri.

$$F_{cr} = \frac{1.14 \times \pi^2 \times 200000}{\left(\frac{5000}{32.06}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{13.1(10^4) \times 1.0}{324(10^3) \times 230.2} \left(\frac{5000}{32.06}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 192.56 \text{ N/mm}^2$$

$$M_n = F_{cr} \times W_{ex} = 192.56 (324) 10^{-3} = 62.39 \text{ kNm} < M_p = 100.65 \text{ kNm}$$

Böylece karakteristik eğilme momenti dayanımı, yanal burulmalı burkulma sınır durumundaki karakteristik eğilme momenti dayanımına eşit olur.

$$M_n = 62.39 \text{ kNm}$$

Kirişin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi, M_d

$$M_d = \phi_b \times M_n = 0.90 \times 62.39 \text{ kNm} = 56.15 \text{ kNm}$$

(1.2G + 1.6Q) yük birleşimi altında hesaplanan gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_u = 40.32 \text{ kNm}$ olarak bulunmuştu.

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{40.32}{56.15} = 0.718 \leq 1.00 \quad (\text{Uygun})$$

Kirişin kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Gövde düzleminde kesme kuvveti etkisindeki çift simetri eksenli I-enkesitlerde, çekme alanı katkısı göz önüne alınmadığında, karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n , bağıntı 5.8 ile belirlenecektir.

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_{v1} \quad (5.8)$$

IPE240 enkesitli hadde profilinin gövdesi için,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{190.4}{6.2} = 30.71 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41 \text{ olduğundan dolayı,}$$

$\phi_v = 1.0(YDKT)$ ve $C_{v1} = 1.0$ olarak kabul edilmiştir.

$$V_n = 0.6 \times 275 \times (190.40 \times 6.2) \times 1.0 (10^{-3}) = 194.78 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı,

$$V_d = \phi_v \times V_n = 1.00 \times 194.78 \text{ kN} = 194.78 \text{ kN}$$

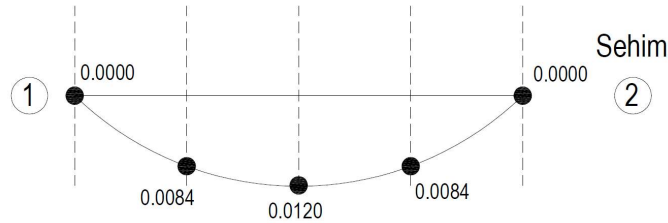
(1.2G + 1.6Q) yük birleşimi altında hesaplanan gerekli kesme kuvveti dayanımı,

$V_u = 32.25 \text{ kNm}$ olarak bulunmuştu.

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{32.25}{194.78} = 0.166 < 1.00 \quad (\text{Uygun})$$

5.1.1.3 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü

Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü, (G + Q) yük birleşimi altında değerlendirilecektir. Yerdeğiştirme sınır değeri olarak L/300 esas alınmaktadır. Döşeme kirişleri için (G + Q) yük birleşimi altında hesaplanan düşey sehim diyagramı Şekil 5.3’de gösterilmiştir.



Şekil 5.3: Döşeme kirişi (G + Q) yük birleşimi için sehim diyagramı.

Analiz sonuçlarına göre mesnetler arasındaki göreceli en büyük düşey yerdeğiştirme,

$\Delta_{maks} = 0.0120 \text{ m}$ olarak bulunur (Şekil 5.3).

$$\frac{\Delta_{maks}}{L} = \frac{0.0120 \text{ m}}{5.00 \text{ m}} = \frac{1}{417} < \frac{1}{300} \quad (\text{Uygun})$$

5.1.2 Döşeme kirişlerinin kompozit kiriş olarak boyutlandırılması

Kompozit döşeme kirişi olarak seçilen IPE180 profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 1320 \text{ cm}^4$	d	$= 180 \text{ mm}$	C_w	$= 7430 \text{ cm}^6$
I_y	$= 101 \text{ cm}^4$	h	$= 146 \text{ mm}$	i_x	$= 74.20 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 146 \text{ cm}^3$	b_f	$= 91 \text{ mm}$	i_y	$= 20.50 \text{ mm}$
W_{px}	$= 166 \text{ cm}^3$	t_f	$= 8.00 \text{ mm}$	A	$= 2390 \text{ mm}^2$
J	$= 4.78 \text{ cm}^4$	t_w	$= 5.30 \text{ mm}$		

5.1.2.1 Kompozit döşeme elemanları için yönetmelik koşulları kontrolü

Kompozit döşemelerde kullanılan beton, beton çeliği ve yapısal çelik ile ilgili yönetmelik kontrolleri aşağıda açıklanmaktadır.

- a) Kompozit elemanların tasarımında kullanılan karakteristik beton basınç dayanımı, f_{ck} , 20 Mpa ile 70 Mpa arasında olmalıdır. Projede karakteristik basınç dayanımı $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ olan beton kullanılarak bu koşul sağlanmıştır.

$$20 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \leq 70 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

- b) Beton çeliği karakteristik akma gerilmesi, F_{ysr} , 500 Mpa ile sınırlıdır. Projede akma gerilmesi $F_y = 420 \text{ Mpa}$ olan beton çeliği kullanılmış ve koşul sağlanmıştır.

$$F_y = 420 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa} \quad (\text{Uygun})$$

- c) Yapısal çelik elemanlarının karakteristik akma gerilmesi, F_y , 460 Mpa ile sınırlıdır. Kompozit döşemeyi oluşturan IPE180 enkesitli profiller S275 yapısal çelik sınıfındadır ve yönetmelik koşullarını sağlamaktadır.

$$S275 \text{ için } F_y = 275 \text{ N/mm}^2 \leq 460 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Binada hadve yüksekliği 50 mm, kalınlığı 1.0 mm olan Aldeck 50-980 kompozit döşeme trapez sacı kullanılmıştır (Şekil 5.4). Çelik döşeme sacı ve başlıklı ankraj için yönetmelik koşullarının kontrolleri aşağıda maddeler halinde yapılmıştır.

- a) Kullanılan trapez için çelik sac havde yüksekliği 50 mm, ortalama hadve genişliği 162.5 mm'dir.

$$h_r = 50 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$w_r = 162.5 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

- b) Başlıklı çelik ankrajın kaynaklı bağlantısı sonrasında, çelik sacın havde üstünde kalan kısmı 49 mm, beton üst kotu ile arasında kalan kısım 39 mm'dir.

$$h_{sa} - t_{sac} - h_r = 100 - 1.0 - 50 = 49 \text{ mm} \geq 38 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$h_c - t_{sac} - h_{sa} = 140 - 1.0 - 100 = 39 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

- c) Hadve üst kotu ile beton üst kotu arası mesafe 90 mm'dir.

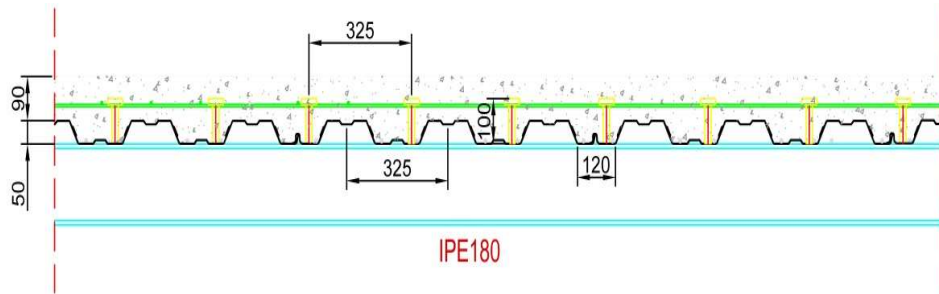
$$h_c - h_r = 140 - 50 = 90 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

- d) Başlıklı çelik ankrajın çapı 22 mm olarak seçilmiştir.

$$d_{sa} = 19 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

- e) Başlıklı çelik ankrajın tabanından itibaren başlık dış yüzeyine kadar ölçülen yüksekliği 100 mm'dir.

$$h_{sa} = 100 \text{ mm} \geq 22 \text{ mm} \times 4 = 88 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$



Şekil 5.4: Kompozit döşeme kesiti.

5.1.2.2 Tasarım dayanımı kontrolü

Kompozit kirişlerde döşeme etkin genişliği, kirişin her iki yanında tanımlanan etkin genişliklerin toplamı ile belirlenir. Her bir etkin genişlik, kiriş açıklığının 1/8 'inden ve kiriş enkesitinin düşey eksenine ile komşu kiriş enkesitinin düşey eksenine olan uzaklığın yarısından küçüğü olarak kabul edilecektir.

$$b_1' \leq \frac{L}{8} = \frac{5}{8} = 0.625 \text{ m}$$

$$b_2' \leq \frac{L_a}{2} = \frac{1.20}{2} = 0.600 \text{ m}$$

$$\min [b_1' = 0.625; b_2' = 0.600 \text{ m}]$$

Döşeme etkin genişliği, $b = 2 \times 0.600 \text{ m} = 1.20 \text{ m}$ olarak bulunur.

Kompozit kirişin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi,

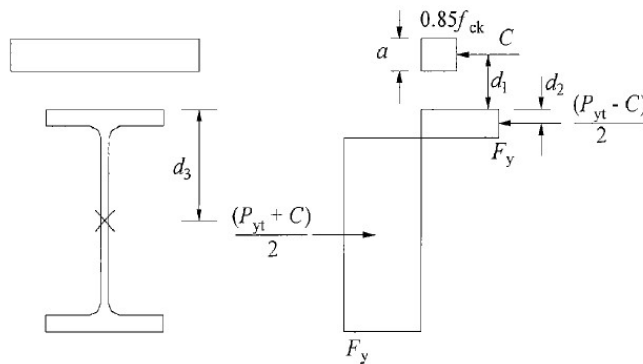
Kirişin gövdesi için yükseklik/kalınlık oranı,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.55 \leq 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.40$$

olduğundan dolayı, karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , akma sınır durumu için kompozit enkesitte plastik gerilme dağılımı yöntemi ile belirlenecektir (Şekil 5.5).

Eğilme momentinin belirlenmesinde bağıntı 5.9 kullanılacaktır.

$$M_n = C_c \left(h_c - \frac{a}{2} \right) + P_{yt} \left(\frac{d}{2} \right) \quad (5.9)$$



Şekil 5.5: Kompozit kirişte eğilme momenti için genel plastik gerilme yayılımı.

Projede çelik sac hadveleri, çelik kirişin boyuna eksenine dik olarak yerleştirilmiştir. Çelik sac hadvelerinin çelik kirişin boyuna eksenine dik olarak yerleştirildiği bu durumda, çelik sac üst kotunun altında kalan betonun tasarımda ihmal edilmesi

gerekmektedir. Bu nedenle kompozit kiriş hesaplarında beton yüksekliği 9 cm olarak kabul edilmiştir.

Etkin genişlik içindeki beton döşemenin enkesit alanı, A_c ,

$$A_c = 1200 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} = 108000 \text{ mm}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

Kompozit döşemenin tasarımında gözönüne alınacak basınç kuvveti,

$$C_c = 0.85 f_{ck} A_c = 0.85 (35)(108000)10^{-3} = 3213 \text{ kN}$$

$$C_s = P_{yt} = F_y A_s = 275 (2390)10^{-3} = 657.25 \text{ kN}$$

$\min [C_c = 3213 \text{ kN}; C_s = 657.25 \text{ kN}] = 657.25 \text{ kN}$ olarak hesaplanır.

$C_s < C_c$ olduğundan dolayı, plastik tarafsız eksen betonarme döşeme içerisinde.

Bu durumda, beton basınç bloğunun derinliği,

$$a = \frac{C}{0.85 f_{ck} b} = \frac{657.25 (10^3)}{0.85 (35) 1200} = 18.41 \text{ mm} \text{ olarak bulunur.}$$

Kirişin karakteristik eğilme momenti,

$$M_n = 657.25 \left(140 - \frac{18.41}{2}\right) (10^{-3}) + 657.25 \left(\frac{180}{2}\right) (10^{-3}) = 145.12 \text{ kNm}$$

Kirişin tasarım eğilme momenti,

$$M_d = \phi_b M_n = 0.90 (145.12) = 130.61 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{40.32}{130.61} = 0.308 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Kompozit kirişin kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Kompozit kirişin karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n , betonarme döşemenin çelik kirişe mesnetlenen şekil verilmiş çelik sac üzerine uygulandığı çelik ankrajlı kompozit kirişlerde sadece çelik kesit gözönüne alınarak tasarlanacaktır.

Çift simetri eksenli I-Enkesitte, IPE180 enkesitli kirişin karakteristik kesme kuvveti dayanımının hesabı için,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{146}{5.30} = 27.55 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41 \text{ olduğundan dolayı,}$$

$\Phi_v = 1.00$ (YDKT) ve $C_{v1} = 1.0$ olarak alınacaktır.

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_{v1}$$

$$V_n = 0.6 \times 275 \times (146 \times 5.30) \times 1.0(10^{-3}) = 127.68 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.0 \times 127.68 \text{ kN} = 127.68 \text{ kN}$$

1.2G + 1.6Q yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u ,

$V_u = 32.25 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{32.25}{127.68} = 0.253 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.1.2.3 Çelik sacın kalıp süresinde dayanım kontrolü

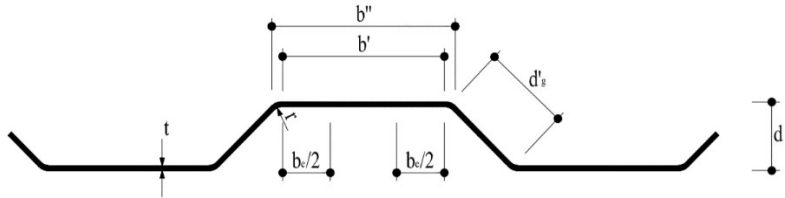
Sabit yükler (Çelik sac + beton + çelik profil) : 3.10 kN/m²

Hareketli yükler (Beton dökümü aşamasındaki yükler) : 1.00 kN/m²

Trazpezlerin kalıp süresince 1.20 m aralıklar ile mesnetlendiği düşünülerek çizgisel yükler,

Sabit yükler için, $3.10 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 3.72 \text{ kN/m}$

Hareketli yükler için, $1.00 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}$ olarak hesaplanır.



Şekil 5.6: Katlanmış ince cidarlı eğilme elemanı.

Projede 1 mm kalınlığında Aldeck 50-980 kompozit döşeme trapez sacı kullanılmıştır (Şekil 5.6). Kullanılan trapez sac ile ilgili aşağıdaki bilgiler ürünün teknik şartnamesinden elde edilmiştir.

- Sac kalınlığı 1.00 mm'dir.
- Ağırlık 10.03 kg/m²
- Brüt atalet momenti, $I_{x,gross} = 599498 \text{ mm}^4$
- Efektif atalet momenti, $I_{x,eff} = 559334 \text{ mm}^4$
- Efektif mukavemet momenti, $W_{x,eff} = 19339 \text{ mm}^3$

- Moment kapasitesi, $M_c = 2.548 \text{ kNm/m}$
- Sehim limiti, $L/200$

Sacda oluşan kesit etkileri $(1.2G + 1.6Q)$ için;

$$Max(M) = \frac{(1.2g+1.6q) \times l^2}{8} = \frac{(1.2 \times 3.72 + 1.6 \times 1.20) \times 1.20^2}{8} = 1.149 \text{ kNm} = 114.9 \text{ kNcm}$$

$$Max(Q) = (1.2g + 1.6q) \times l = (1.2 \times 3.72 + 1.6 \times 1.20) \times 1.20 = 7.661 \text{ kN}$$

Sacda gerilme kontrolü,

$$\sigma = \frac{M_{maks}}{W_{x,eff}} = \frac{114.9 \text{ kNcm}}{19.339 \text{ cm}^3} = 5.94 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{akma} = 24 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau = \frac{Q_{maks}}{F} = \frac{7.661 \text{ kN}}{2 \times (5 - 2 \times 0.1) \times 0.1 \times 4} = 1.995 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.94^2 + 3 \times 1.995^2} = 6.87 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{akma} = 24 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$f_{maks} = \frac{5 \times w_{(g+q)} \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times (3.72 + 1.20) \times 1200^4}{384 \times 200000 \times 55.9334 \times 10^4} = 1.187 \text{ mm}$$

$$f_{limit} = \frac{L}{200} = \frac{1200 \text{ mm}}{200} = 6 \text{ mm}$$

$$f_{maks} = 1.187 \text{ mm} < f_{limit} = 6 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

5.1.2.4 Başlıklı çelik ankraj sayısı ve yerleşimi

Yapısal çelik eleman ile beton arasındaki kuvvet aktarımı (boyuna kesme kuvveti) beton içerisine gömülü başlıklı çelik ankrajlar ile sağlanacaktır. Projede karakteristik çekme gerilmesi $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ ve çapı $d = 22 \text{ mm}$ olan başlıklı çelik ankrajların kullanılması öngörülmektedir. Beton ile çelik arasındaki aderans, tasarım hesaplarında ihmal edilmiştir.

Beton elastisite modülü, E_c , bağıntı 5.10 ile hesaplanır.

$$E_c = 0.043 \times w_c^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}} \quad (5.10)$$

$$E_c = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{35} = 29910.20 \text{ N/mm}^2$$

1 adet 22 mm'lik başlıklı çelik ankrajın enkesit alanı, A_{sa} ,

$$A_{sa} = \frac{\pi \times d_{sa}^2}{4} = \frac{\pi \times 22^2}{4} = 380.13 \text{ mm}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

Beton içerisine gömülü, başlıklı bir çelik ankrajın karakteristik kayma dayanımı, Q_n , bağıntı 5.11 ile hesaplanacaktır.

$$Q_n = 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_{ck} \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u \quad (5.11)$$

R_g ve R_p katsayıları, döşeme sacı hadvelerinin kirişe dik olarak yerleştirilmesi durumu ve aynı hadve içerisinde 1 adet ankraj bulunması durumu göz önünde bulundurularak,

$R_g = 1.00$ ve $R_p = 0.60$ olarak kabul edilir.

$$Q_n = 0.5 \times 380.13 \times \sqrt{35 \times 29910.20} \leq 1.00 \times 0.60 \times 380.13 \times 450$$

$$Q_n = 194466.96 \text{ N} < 102635.10 \text{ N} \quad (\text{Sağlanamadı})$$

$Q_n = 102635.10 \text{ N}$ olarak kabul edilmiştir.

Tam etkileşimli kompozit kiriş varsayımı ile, karakteristik eğilme momenti dayanımını belirleyen basınç kuvveti, $C = 657.25 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Çelik ankrajla ile aktarılması gereken kesme kuvveti, pozitif eğilme momentinin maksimum ve sıfır olduğu noktalar arasında, betonda ezilme sınır durumu, çelik enkesitte akma sınır durumu ve başlıklı çelik ankrajlarda kesme kırılması sınır durumu için hesaplanmalıdır. Başlıklı çelik ankrajlarda kesme kırılması sınır durumu hesaplardan görüleceği üzere en elverişsiz durumdur.

Maksimum moment ile momentin sıfır olduğu en yakın nokta arasındaki 2500 mm'lik kiriş boyu için kullanılacak çelik ankraj sayısı,

$$N_{ankraj} = \frac{V'}{Q_n} = \frac{657.25 \text{ kN}}{102.635 \text{ kN}} = 6.41 = 7 \text{ adet}$$

$$\frac{2500 \text{ mm}}{7 \text{ adet}} = 357 \text{ mm/adet} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Başlıklı çelik ankrajlar kiriş başlık hizasında her hadve içerisinde 1 adet olacak şekilde yerleştirildiğinden dolayı, studlar arasındaki mesafe hadveler arasındaki mesafeye eşit olacak ve studlar 325 cm aralıklar ile yerleştirilecektir.

$$e = 325 \text{ mm/adet} < 357 \text{ mm/adet} \quad (\text{Uygun})$$

5.1.2.5 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü

Yapım aşamasında düşey yer değiştirme (sehim) kontrolü,

Sabit yükler (Çelik sac + beton + çelik profil) : 3.10 kN/m²

Hareketli yükler (Beton dökümü aşamasındaki yükler) : 1.00 kN/m²

Sehim hesabı için kullanılan döşeme kirişi 1.20 m açıklıktan yük almaktadır. Bu nedenle kiriş üzerindeki çizgisel yük,

$$\text{Sabit yükler için, } 3.10 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 3.72 \text{ kN/m}$$

Hareketli yükler için, $1.00 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}$ olarak bulunur.

Sabit yükler altında yerdeğiştirme, Δ_1 ,

$$\Delta_1 = \frac{5 \times w_g \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times (3.72) \times 5000^4}{384 \times 200000 \times 132 \times 10^4} = 11.47 \text{ mm}$$

Yapım aşamasında IPE180 enkesitli çelik kirişte sabit yükler altında düşey yerdeğiştirmenin L/360 veya 25 mm sınırını aşmaması gerekmektedir.

$$\Delta_1 = 11.47 \text{ mm} = \frac{L}{436} \leq \frac{L}{360} \quad (\text{Uygun})$$

Hareketli yükler altında yerdeğiştirme, Δ_2 ,

$$\Delta_2 = \frac{5 \times w_g \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 1.20 \times 5000^4}{384 \times 200000 \times 1320 \times 10^4} = 3.70 \text{ mm}$$

Yapım aşamasında, çelik kirişte toplam düşey yerdeğiştirme,

$$\Delta_{\text{Yapım}} = \Delta_1 + \Delta_2 = 11.47 \text{ mm} + 3.70 \text{ mm} = 15.17 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{Yapım}} = 15.17 \text{ mm} = \frac{L}{329} \leq \frac{L}{300} \quad (\text{Uygun})$$

Kompozit çalışma aşamasında düşey yer değiştirme (sehim) kontrolü,

Kompozit kirişin sehim, dönüştürülmüş atalet momenti kullanılarak belirlenecektir. Betonun zamana bağlı deformasyonunun gözönüne alınması amacıyla, beton döşeme genişliği, 2n oranında azaltılarak sehim kontrolleri yapılmıştır.

Eşdeğer çelik enkesit için genişlik ,

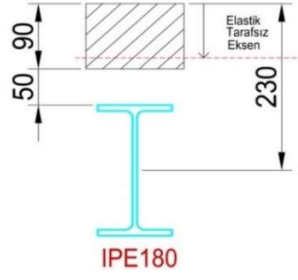
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29910.20} = 6.69$$

$$b_1 = \frac{b}{2n} = \frac{1200}{2 \times 6.69} = 89.69 \text{ mm}$$

$$A_c = 89.69 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} = 8071.75 \text{ mm}^2$$

$$A_s(\text{IPE180}) = 2390 \text{ mm}^2$$

Tarafsız eksen x , Şekil 5.7'ye göre aşağıda hesaplanacaktır.



Şekil 5.7: Kompozit döşeme dönüştürülmüş enkesit modeli.

$$2390(230 - x) = (89.69 \times 90.00) \times (x - 45)$$

$x = 87.26 \text{ mm}$ olarak hesaplanır.

Kompozit kesit toplam atalet momenti, I_{tr} ,

$$I_{tr} = \frac{(89.69 \times 90.00^3)}{12} + (89.69 \times 90.00) + (87.26 - 45)^2 + 1320(10^4) + \dots$$

$$\dots + 2390 \times (230 - 87.26)^2$$

$$I_{tr} = 8176.02 \text{ cm}^4$$

Yönetmelik uyarınca tam etkileşimli kompozit kirişlerde enkesit atalet momenti bağıntı 5.12 ile hesaplanacaktır.

$$I = 0.75 \times I_{tr} \quad (5.12)$$

$$I = 0.75 \times 8176.02 = 6132.02 \text{ cm}^4$$

Düşey yükler altında yerdeğiştirme,

$$w_g = (4.45 \text{ kN/m}^2 + 0.15 \text{ kN/m}^2) \times 1.20 = 5.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta_1 = \frac{5 \times w_g \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 5.52 \times 5000^4}{384 \times 200000 \times 6132.02 \times 10^4} = 3.66 \text{ mm}$$

Hareketli yükler altında yerdeğiştirme,

$$w_g = (3.50 \text{ kN/m}^2 + 1.00 \text{ kN/m}^2) \times 1.20 = 5.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta_2 = \frac{5 \times w_g \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 5.40 \times 5000^4}{384 \times 200000 \times 6132.02 \times 10^4} = 3.58 \text{ mm}$$

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 3.66 \text{ mm} + 3.58 \text{ mm} = 7.24 \text{ mm} = \frac{L}{691} \leq \frac{L}{300} \quad (\text{Uygun})$$

5.1.3 Döşeme kirişlerinin petek kiriş olarak boyutlandırılması

Petek kirişin oluşturulması için seçilen IPE200 profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 1940 \text{ cm}^4$	d	$= 200 \text{ mm}$	C_w	$= 13000 \text{ cm}^6$
I_y	$= 142 \text{ cm}^4$	h	$= 159 \text{ mm}$	i_x	$= 82.60 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 194 \text{ cm}^3$	b_f	$= 100 \text{ mm}$	i_y	$= 22.40 \text{ mm}$
W_{px}	$= 220 \text{ cm}^3$	t_f	$= 8.50 \text{ mm}$	A	$= 2850 \text{ mm}^2$
J	$= 6.98 \text{ cm}^4$	t_w	$= 5.60 \text{ mm}$		

IPE200 hadde profili, gövdesi boyunca zig-zag veya kramayer dişlisi benzeri kesildikten sonra elde edilen parçaların özel bir sistemle kaynaklanmalarıyla oluşturulan daha yüksek gövdeli petek kirişin özellikleri;

Başlığa paralel kesişin üst başlığın dış kenarına mesafesi, $v = 60 \text{ mm}$,

Tekrarlanan kesiş yolu birimi, $e = 360 \text{ mm}$,

Petek kiriş atalet momenti, $I_x = 3800 \text{ cm}^4$,

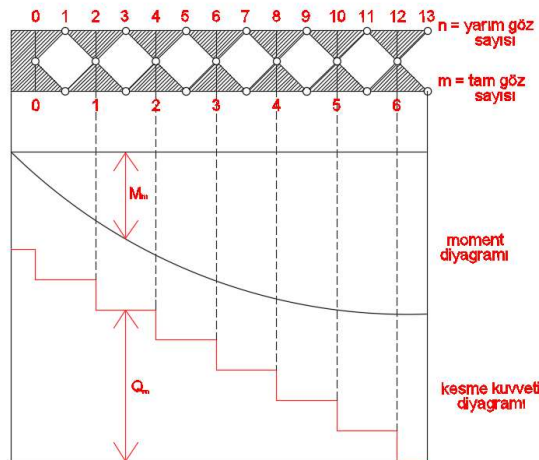
Petek kiriş yüksekliği, $H_1 = 280 \text{ mm}$ olarak elde edilir.

$(G + Q)$ yük birleşimi altında 1.20 m mesafeden yük alan kirişe etkiyen çizgisel yük;

$G + Q = (4.65 + 4.50) \times 1.2 = 10.25 \text{ kN/m}$ olarak hesaplanır.

Göz sayısı, $n = \frac{L}{e} = \frac{500 \text{ cm}}{36 \text{ cm}} = 13.89 = 13 \text{ göz}$

Yarım göz sayısı, $n_1 = 2 \times n = 2 \times 13 = 26$ olarak bulunur.



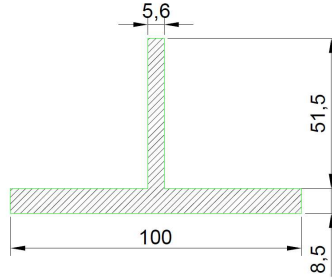
Şekil 5.8: Petek kiriş izostatik sistem.

$$c_0 = \frac{10 \times 0.85 \times 0.425 + 5.15 \times 0.56 \times 3.425}{10 \times 0.85 + 0.56 \times 5.15} = 1.19 \text{ cm}$$

$$c_u = v - c_o$$

$$c_u = 6 \text{ cm} - 1.19 \text{ cm} = 4.81 \text{ cm}$$

$$h_s = 28 \text{ cm} - 2 \times 1.19 \text{ cm} = 25.62 \text{ cm}$$



Şekil 5.9: Petek kiriş enkesiti.

$$F_g = 0.56 \times 5.15 + 0.85 \times 10 = 11.38 \text{ cm}^2$$

$$I_g = \frac{10 \times 0.85^3}{12} + 10 \times 0.85 \times (1.19 - 0.425)^2 + \frac{0.56 \times 0.85^3}{12} + 0.56 \times 5.15 \times 2.235^2$$

$$I_g = 26.27 \text{ cm}^4$$

$$W_g = \frac{I_g}{c_u} = \frac{26.27}{4.81} = 5.46 \text{ cm}^3$$

$$F_{pf} = t_w \times \frac{e}{3} = 0.56 \times \frac{36}{3} = 6.72 \text{ cm}^2$$

$$I_{pf} = \left(\frac{e}{3}\right)^3 \times \frac{t_w}{12} = \frac{12^3 \times 0.56}{12} = 80.64 \text{ cm}^4$$

$$W_{pf} = \frac{12^2 \times 0.56}{6} = 13.44 \text{ cm}^3$$

5.1.3.1 Dayanım Kontrolü

Kiriş orta noktası için kontrol;

Kiriş ortasında, başlıkta normal kuvvetten meydana gelen gerilme için hesap yapılacaktır. Orta aksta 1 m mesafeden yük alan döşeme kirişi için,

$$M_{max} = \frac{10.25 \times 500^2}{8} = 320312.5 \text{ kgcm}$$

$$N_g = \frac{M_{max}}{h_s} = \frac{320312.5 \text{ kgcm}}{25.62 \text{ cm}} = 12502.4 \text{ kg}$$

$$\sigma_{b,1} = \frac{N_b}{F_g} = \frac{12502.4 \text{ kg}}{11.38 \text{ cm}^2} = 1098.6 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Kiriş orta noktasında kesme kuvveti sıfır olduğundan dolayı kesme kuvveti ilave gerilme oluşturmamaktadır.

Petek kiriş 2-3 gözü için kontrol:

$$M = M_{max} \frac{4 m m'}{n^2} \text{ formülüne göre hesaplanır.}$$

$$m = 5, m' = 26 - 5 = 21$$

$$M_g = 320312.5 \text{ kgcm} \times \frac{4 \times 5 \times 21}{26^2} = 199010.72 \text{ kgcm}$$

$$N_g = 199010.72 \text{ kgcm} / 25.62 \text{ m} = 7767.79 \text{ kg}$$

$$\sigma_{g,1} = \frac{N_b}{F_g} = \frac{7767.79 \text{ kg}}{11.38 \text{ cm}^2} = 683.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q = 3 \times 10.25 \text{ kg/cm}^2 \times 36 \text{ cm} = 1107 \text{ kg}$$

$$M_g = \frac{Q}{2} \times \frac{e}{6} = \frac{1107 \text{ kg}}{2} \times \frac{36 \text{ cm}}{6} = 3321 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_{g,2} = \frac{M_g}{W_g} = \frac{3321 \text{ kgcm}}{5.46 \text{ cm}^3} = 608.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{g,1} + \sigma_{g,2} = 683.58 \text{ kg/cm}^2 + 608.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{g,1} + \sigma_{g,2} = 1291.82 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

0 dikmesi konstrüktif sebeplerle takviye edildiğinden 1 dikmesinde gerilme kontrolü,

$$H = \frac{e}{2 \times h_s} (2Q + P)$$

$$Q = 5 P$$

$$H = \frac{36 \text{ cm}}{2 \times 25.62 \text{ cm}} \times (11 \times 10.25 \times 36) = 2851.76 \text{ kg}$$

$$M_d = 0$$

$$\tau = \frac{H}{F_{pf}} = \frac{2851.76 \text{ kg}}{6.72 \text{ cm}^2} = 424.37 \text{ kg/cm}^2$$

P/2 kuvvetinden dolayı dikmede gerilme,

$$N_{pf} = 10.25 \times \frac{e}{2} = 10.25 \times 36 = 369 \text{ kg}$$

$$\sigma_{pf} = \frac{N_{pf}}{F_{pf}} = \frac{369 \text{ kg}}{6.72 \text{ cm}^2} = 54.91 \text{ kg/cm}^2$$

Dikmede asal gerilme tahkiki,

$$\sigma_v = \frac{1}{2} (\sigma_{pf} + \sqrt{4 \times \tau^2 + \sigma_{pf}^2})$$

$$\sigma_v = \frac{1}{2} (54.91 + \sqrt{4 \times 424.37^2 + 54.91^2}) = 455.36 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

5.1.3.2 Kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü

Petek kiriş sehim kontrolü aşağıda gösterilmektedir.

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \times 1.2 = \frac{5 \times 10.25 \text{ kN/m} \times (5 \text{ m})^4}{384 \times (2.1 \times 10^8) \times (3800 \times 10^{-8} \text{ m}^4)} \times 1.2$$

$$f = 0.0105 \text{ m} < \frac{l}{476} = \frac{5 \text{ m}}{300} = 0.0167 \text{ m} \quad (\text{Uygun})$$

5.2 Moment Aktaran Çerçeve Kolonlarının Boyutlandırılması

Kolonların tasarım dayanımı kontrolü için genel analiz yöntemi kullanılacaktır. Bu nedenle tasarımda azaltılmış eleman rijitlikleri kullanması ve ikinci mertebe etkilerinin gözönüne alınması gerekmektedir.

Kolonlar için gerekli dayanımlar deprem etkisini içeren yük birleşimleri altında hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler için yapılacaktır. En elverişsiz iç kuvvetler,

$$(a) 1.505 G + Q + 0.2 S \pm 0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

$$(b) 0.595 G \pm 0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

yük birleşiminden elde edilen kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve eğilme momenti dayanımları ve eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın,

$$(c) 1.505 G + Q + 0.2 S \pm 3.0 \times (0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)})$$

$$(d) 0.595 G \pm 3.0 \times (0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)})$$

yük birleşimlerinden elde edilen eksenel çekme ve basınç kuvvetleridir. Tasarlanan bina kolonları için (a) ve (b)'de belirtilen yük birleşimleri, gerekli dayanımların elde edilmesinde belirleyici olmaktadır. Gerekli eğilme momenti dayanımı, M_r , ve eksenel kuvvet dayanımı, P_r , (a) ve (b)'de belirtilen yük birleşimleri altında, yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak sırasıyla bağıntı 5.13 ve bağıntı 5.14 ile hesaplanacaktır.

$$M_r = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{1t} \quad (5.13)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \times P_{1t} \quad (5.14)$$

Binada 2 farklı enkesitli kolon kullanılacaktır. Kolonların enkesitlerinin, ilk altı katta HE700B, son dört katta HE500B olarak teşkil edilmesi öngörülmektedir. Öngörülen bu enkesitlere göre tasarım kontrolleri yapılacaktır.

İlk altı kat kolonu olarak seçilen HE700B profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 257000 \text{ cm}^4$	d	$= 700 \text{ mm}$	C_w	$= 16100000 \text{ cm}^6$
I_y	$= 14400 \text{ cm}^4$	h	$= 582 \text{ mm}$	i_x	$= 290.0 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 7340 \text{ cm}^3$	b_f	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 68.70 \text{ mm}$
W_{px}	$= 8320 \text{ cm}^3$	t_f	$= 32.00 \text{ mm}$	A	$= 30600 \text{ mm}^2$
J	$= 825 \text{ cm}^4$	t_w	$= 17.00 \text{ mm}$		

Yedinci kat ile onuncu kat arası kolonu olarak seçilen HE500B profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 107000 \text{ cm}^4$	d	$= 500 \text{ mm}$	C_w	$= 7020000 \text{ cm}^6$
I_y	$= 12600 \text{ cm}^4$	h	$= 390 \text{ mm}$	i_x	$= 212.0 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 4290 \text{ cm}^3$	b_f	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 72.70 \text{ mm}$
W_{px}	$= 4820 \text{ cm}^3$	t_f	$= 28.00 \text{ mm}$	A	$= 23900 \text{ mm}^2$
J	$= 548 \text{ cm}^4$	t_w	$= 14.50 \text{ mm}$		

M_{nt} ve P_{nt} , yatay ötelemesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve sadece düşey yüklerden $(1.505 G + Q + 0.2 S)$ oluşan iç kuvvetlerden elde edilebilmektedir.

M_{1t} ve P_{1t} ise yatay ötelemesi önlenmemiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel basınç kuvveti olarak tanımlanır ve sadece yatay yük $(E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)})$ etkisinde oluşan eğilme momenti ve eksenel basınç kuvveti dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

Hesapları detaylı olarak gösterilecek 11 aksına ait düşey yükler ve deprem yükleri altında oluşan normal kuvvet, kesme kuvveti ve moment diyagramları Ek-A'da verilmiştir.

5.2.1 Birinci kat 11-A aksı HE700B kolonunun tasarımı

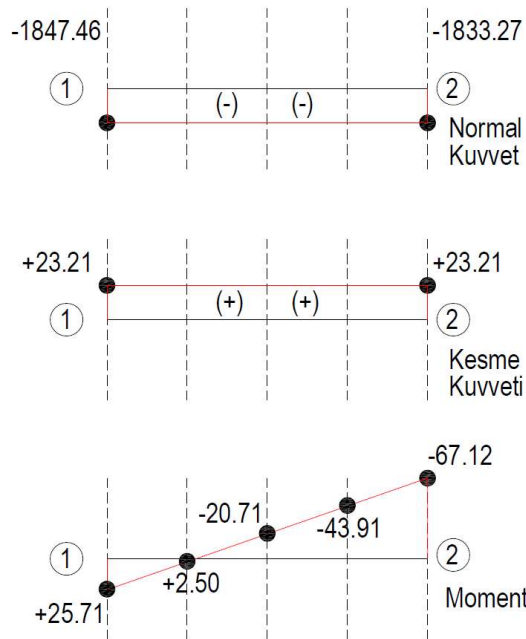
Düşey yükler ($1.505G + Q + 0.2S$) etkisinde, kolon enkesiti yerel eksen takımına göre kolon uçlarında oluşan aksenal basınç kuvveti, kesme kuvveti ve eğilme momentleri,

$$P_{nt} = 1847.46 \text{ kN (Basınç)}$$

$$V_{nt} = +23.21 \text{ kN}$$

$$M_{nty,alt} = +25.71 \text{ kNm}$$

$$M_{nty,üst} = -67.12 \text{ kNm olarak bulunur.}$$



Şekil 5.10: 1. Kat A-11 aksı HE700B kolonu ($1.505G + 1.0Q + 0.2S$) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

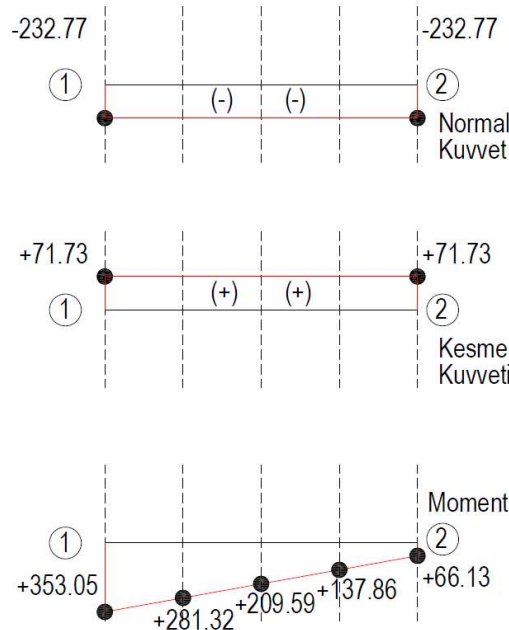
Yatay yükler ($0.3E_x + E_y$) etkisinde, kolon enkesiti yerel eksen takımına göre kolon uçlarında oluşan aksenal basınç kuvveti, kesme kuvveti ve eğilme momentleri,

$$P_{1t} = 232.77 \text{ kN (Basınç)}$$

$$V_{ty} = +71.73 \text{ kN}$$

$$M_{1ty,alt} = +353.05 \text{ kNm}$$

$$M_{1ty,üst} = +66.13 \text{ kNm olarak bulunur.}$$



Şekil 5.11: 1. Kat A-11 aksı HE700B kolonu $(0.3E_x + E_y)$ yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

5.2.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki $(P-\delta)$ etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısının hesabı bağıntı 5.15'e göre yapılacaktır.

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{\alpha \times P_{ry}}{P_{e1y}}} \geq 1.0 \quad (5.15)$$

$\alpha = 1.00$ (YDKT)

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri pozitif işaretli olacak şekilde,

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \times \frac{25.71}{67.12} = 0.447 \text{ olarak hesaplanır.}$$

YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan ikinci mertebe etkilerini içeren gerekli eksenel kuvvet dayanımı, P_{ry} ,

$$P_{ry} = P_{nt} + P_{1ty} = 1847.46 + 232.77 = 2080.23 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Elemanın eğilme düzlemi içindeki elastik kritik burkulma dayanımı, P_{e1} , bağıntı 5.16 ile hesaplanır.

$$P_{e1y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x^*}{(K_{1y} \times L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.80 \times 200000 \times 257000 \times 10^4}{(1.0 \times 4000)^2} (10^{-3}) \quad (5.16)$$

$$P_{e1y} = 253648.83 \text{ kN}$$

$$B_{1y} = \frac{0.447}{1 - \frac{1.0 \times (2080.23)}{253648.83}} = 0.451 < 1.0 \text{ olduğundan dolayı, } B_{1y} = 1.0 \text{ olarak kabul edilir.}$$

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki (P-Δ) etkilerini göz önüne alan B₂ katsayısının hesabı bağıntı 5.17'e göre yapılacaktır.

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \times P_{kat}}{P_{e,katy}}} \geq 1.0 \quad (5.17)$$

$$\alpha = 1.00 \text{ (YDKT)}$$

YDKT yük birleşimleri için, birinci katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkiyen toplam düşey yük, P_{kat,1},

$$P_{kat,k1} = 1.505(4557 + 4834 \times 9) + 1.0(770 + 2475 \times 9) + 0.2(810)$$

$$P_{kat,k1} = 95512.82 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Göz önüne alınan yanal yerdeğiştirme doğrultusunda, söz konusu kata ait elastik burkulma yükü, P_{e,kat}, bağıntı 5.18 ile hesaplanır.

$$P_{e,katy} = R_{My} \frac{H_y \times L}{\Delta_{Hy}} \quad (5.18)$$

(P-δ)'nın (P-Δ) üzerindeki etkisini göz önüne alan katsayı, R_M, bağıntı 5.19 ile hesaplanır.

$$R_{My} = 1 - 0.15(P_{mfy}/P_{kat}) \quad (5.19)$$

$$P_{mfy,k1} = 71918 \text{ kN}$$

$$H_{y,k1} = 3363.98 \text{ kN}$$

$$\Delta_{Hy,k1} = 0.0057 \text{ m}$$

$$R_{My,k1} = 1 - 0.15 \times \frac{71918}{95512.82} = 0.887$$

$$P_{e,katy,k1} = 0.887 \frac{3363.98 \times 4.0}{0.0057} = 2093930.01 \text{ kN}$$

$$B_{2y,k1} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 95512.82}{2093930.01}} = 1.048$$

Bu durumda HE700B kolonu için gerekli normal kuvvet ve eğilme momenti dayanımı, 1.505 G + Q + 0.2 S + 0.3 E_d^(X) + E_d^(Y) yük birleşimi altında,

$$P_{ry} = P_{nt} + B_{2y} \times P_{1ty}$$

$$P_{ry} = 1847.46 + 1.048 \times (232.77) = 2091.40 \text{ kN}$$

$$M_{ry} = B_{1y} \times M_{nt} + B_{2y} \times M_{1ty}$$

$$M_{ry} = 1.00 \times 67.12 + 1.048 \times 353.05 = 437.12 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Eğilme rijitliği azaltılması kontrolü,

$$P_{ns} = F_y \times A_g = 355 (30600) 10^{-3} = 10863 \text{ kN}$$

$$\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} = \frac{1.0 (2091.40)}{10863} = 0.193 < 0.50 \text{ olduğundan dolayı eğilme rijitliğinin } 0.80$$

katsayısı ile azaltılmasının uygun olduğu görülmüştür.

Eğilme momentleri dikkate alınmaksızın sadece eksenel kuvvet dayanımının kontrolü için, $1.505 G + Q + 0.2 S + 3.0(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi altında eksenel basınç kuvveti, P_{uc} ,

$$P_{uc} = 1847.46 + 3.0 \times 1.048 \times (232.77) = 2579.29 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmaktadır.

5.2.1.2 Enkesit Kontrolü

Yapı, süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlandığından dolayı HE700B kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları başlık parçası ve gövde parçası için aşağıda hesaplanan λ_{hd} sınır değerlerini aşmamalıdır.

$$\text{Başlık parçası için: } \lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 7.12$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{300}{2 (32.00)} = 4.69 \leq \lambda_{hd} = 7.12 \quad (\text{Uygun})$$

$$\text{Gövde parçası için: } C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c (F_y \times A_g)} = \frac{2579.29}{0.90 \times 10863} = 0.264 > 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{200000}{355}} (2.93 - 0.264) = 48.72 \geq 1.49 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 35.37$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{582}{17} = 34.24 \leq 48.72 \quad (\text{Uygun})$$

Başlık parçası ve gövde parçası için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.2.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Kolonun tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi,

X-Eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = 1.0$$

$$\frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{1.0 \times 4000}{290} = 13.79 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 111.79 \quad \text{olduğundan} \quad \text{dolayı}$$

kritik burkulma gerilmesi, F_{crx} , bağıntı 5.20 ile elde edilecektir.

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_{ex}}} \right] F_y \quad (5.20)$$

(X) eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_{ex} ,

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x} \right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(13.79)^2} = 10380 \text{ MPa}$$

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{355}{10380}} \right] \times 355 = 349.95 \text{ MPa} \text{ olarak hesaplanır.}$$

(Y) eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_y = 1.0$$

$$\frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1.0 \times 4000}{68.70} = 58.22 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 111.79$$

(Y) eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_{ey} ,

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(58.22)^2} = 582.35 \text{ MPa}$$

Kritik burkulma gerilmesi, F_{cry} ,

$$F_{cry} = \left[0.658^{\frac{355}{582.35}} \right] \times 355 = 275.05 \text{ MPa} \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$P_n = A_g \times F_{cry} = 30600 \text{ mm}^2 \times 275.05 \text{ N/mm}^2 = 8416.53 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi \times P_n = 0.90 \times (8416.53) = 7574.88 \text{ kN}$$

Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi,

Stabilite bağıntısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu, $L_b = 4000 \text{ mm}$ 'dir. Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk, L_p ,

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 68.70 \times \sqrt{\frac{200000}{355}} = 2869.92 \text{ mm} \text{ olarak bulunur.}$$

Stabilite bağıntısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu, akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluktan, $L_p = 2869.92 \text{ mm}$, büyük olduğundan dolayı elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğun hesaplanması gerekmektedir.

Çift simetri eksenli I enkesitlerde $c = 1.0$ olarak kabul edilmiştir. Ayrıca Atalet yapıçapı yerine daha güvenli tarafta kalınan bir yaklaşımla etkin atalet yarıçapı kullanılacaktır.

$$i_{ts} = \frac{300}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{582 \times 17}{300 \times 32} \right)}} = 80.00 \text{ mm}$$

Enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklık,

$$h_0 = d - t_f = 700 - 32 = 668 \text{ mm}'\text{dir}$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluk, L_r ,

$$L_r = 1.95 \times 80.00 \times \frac{200000}{0.7 \times 355} \sqrt{\frac{825(10^4) \times (1.0)}{7340(10^3) \times 668} \times \sqrt{\left(\frac{825(10^4) \times (1.0)}{7340(10^3) \times 668} \right)^2 \times 6.76 \left(\frac{0.7 \times 355}{200000} \right)^2}} = 9162.47 \text{ mm}$$

olarak bulunur.

Bu durumda $L_p = 2869.92 \text{ mm} < L_b = 4000 \text{ mm} \leq L_r = 9162.47 \text{ mm}$ olduğundan, karakteristik eğilme momenti dayanımı bağıntı 5.21 ile elde edilecektir.

$$M_n = C_b \times \left[M_p - (M_p - 0.7 \times F_y \times W_{ex}) \times \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (5.21)$$

Moment düzeltme katsayısı, C_b 'nin hesabında kolon yüksekliği boyunca eğilme momenti yayılımı dikkate alınacaktır.

$$M_{y,alt} = B_{1y} \times M_{nty,alt} + B_{2y} \times M_{1ty,alt}$$

$$M_{y,alt} = 1.0 \times (25.71) + 1.048 \times (353.05) = 395.71 \text{ kNm}$$

$$M_{y,\text{üst}} = B_{1y} \times M_{nty,\text{üst}} + B_{2y} \times M_{1ty,\text{üst}}$$

$$M_{y,\text{üst}} = 1.0 \times (-67.12) + 1.048 \times (+66.13) = 2.18 \text{ kNm}$$

$$M_{maks} = 395.71 \text{ kN}$$

$$M_A = 297.33 \text{ kN}$$

$$M_B = 198.95 \text{ kN}$$

$$M_C = 100.55 \text{ kN}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{maks}}{2.5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.661 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_{nx} ,

$$M_{py} = F_y \times W_{px} = 355 (8320) 10^{-3} = 2953.60 \text{ kNm}$$

$$M_{ny} = 1.661 \times \left[2953.60 - (2953.60 - 0.7 \times 355 \times 7340(10^{-3})) \times \left(\frac{4000 - 2869.92}{9162.47 - 2869.92} \right) \right]$$

$M_{ny} = 4568.97 \text{ kNm} > M_{py} = 2953.60 \text{ kNm}$ olduğundan $M_{py} = 2953.60 \text{ kNm}$ olarak kabul edilir.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dy} ,

$$M_{dy} = \phi_b \times M_{ny}$$

$$M_{dy} = 0.90 \times 2953.60 = 2658.24 \text{ kNm değerini almaktadır.}$$

Eğilme momenti ve eksenel basınç kuvveti etkisinde tasarım dayanımı kontrolü,

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{2091.40 \text{ kN}}{7574.88 \text{ kN}} = 0.276 \geq 0.200 \text{ olduğundan,}$$

$$\frac{P_r}{P_d} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = \frac{2091.40}{7574.88} + \frac{8}{9} \left(0 + \frac{437.12}{2658.24} \right) = 0.422 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Sadece eksenel basınç kuvveti etkisinde dayanım kontrolü

$$P_n = A_g \times F_{cry} = 30600 \times 275.05 = 8416.53 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi \times P_n = 0.9 \times 8416.53 = 7574.88 \text{ kN} > P_{uc} = 2579.29 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Kolonun kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi

Çift simetri eksenli I-Enkesitte,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{582}{17} = 34.24 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 53.17 \text{ olduğundan,}$$

$\Phi_v = 1.00$ (YDKT) ve $C_{v1} = 1.0$ olarak alınacaktır.

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n ,

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_{v1}$$

$$V_n = 0.6 \times 355 \times (582 \times 17) \times 1.0(10^{-3}) = 2107.42 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + 0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_y

$$V_y = 23.21 + 71.73 = 94.94 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı, V_d ,

$$V_d = \Phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.0 \times 2107.42 = 2107.42 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{94.94 \text{ kN}}{2107.42} = 0.045 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.2.2 Yedinci kat 11-A aksı HE500B kolonunun tasarımı

Düşey yükler ($1.505G + Q + 0.2S$) etkisinde, kolon enkesiti yerel eksen takımına göre kolon uçlarında oluşan eksenel basınç kuvveti, kesme kuvveti ve eğilme momenti,

$$P_{nt} = 691.16 \text{ kN (Basınç)}$$

$$V_{nt} = 32.96 \text{ kN}$$

$$M_{nty,alt} = +59.32 \text{ kNm}$$

$$M_{nty,üst} = -72.52 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

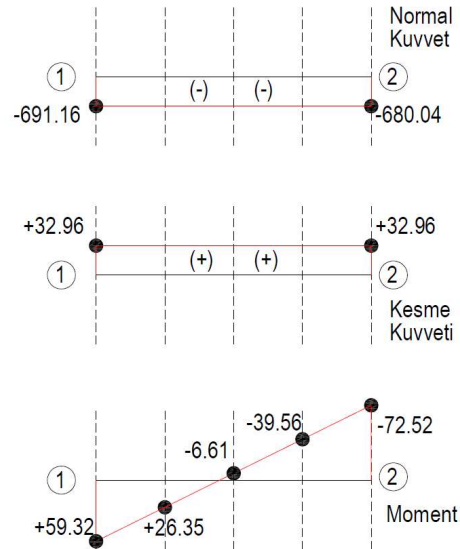
Sadece yatay yükler ($0.3E_x + E_y$) etkisinde, kolon enkesiti yerel eksen takımına göre kolon uçlarında oluşan eksenel basınç kuvveti, kesme kuvveti ve eğilme momenti,

$$P_{1ty} = 80.43 \text{ kN (Basınç)}$$

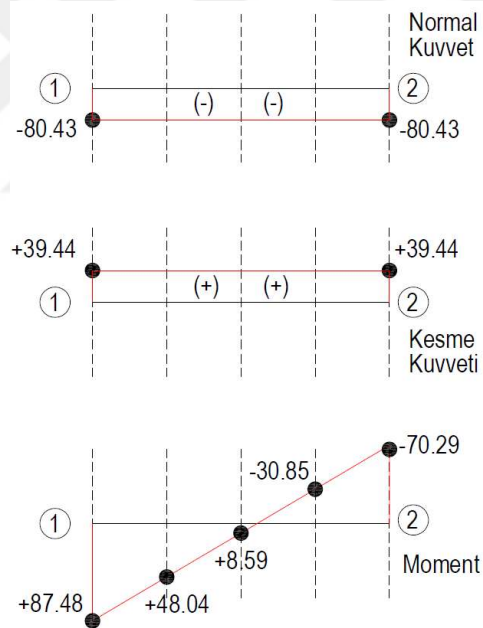
$$V_{ty} = +39.44 \text{ kN}$$

$$M_{1ty,alt} = +87.48 \text{ kNm}$$

$M_{1ty,üst} = -70.29 \text{ kNm}$ olarak bulunur.



Şekil 5.12: 7. Kat A-11 Aksı HE500B kolonu $(1.505G + 1.0Q + 0.2S)$ yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.



Şekil 5.13: 7. Kat A-11 Aksı HE500B kolonu $(0.3E_x + E_y)$ yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

5.2.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri pozitif işaretli olacak şekilde,

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \times \frac{59.32}{72.52} = 0.273$$

YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan ikinci mertbe etkilerini içeren gerekli eksenel kuvvet dayanımı, P_{ry} ,

$$P_{ry} = P_{nt} + P_{1ty} = 691.16 + 80.43 = 771.59 \text{ kN olarak bulunur.}$$

$$P_{e1y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x^*}{(K_{1y} \times L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.80 \times 200000 \times 107000 \times 10^4}{(1.0 \times 4000)^2} (10^{-3}) = 105604.77 \text{ kN}$$

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki (P- δ) etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısı,

$$B_{1y,k7} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{\alpha \times P_{ry}}{P_{e1y}}} = \frac{0.273}{1 - \frac{1.0 \times (771.59)}{105604.77}} = 0.275 < 1.0$$

$B_{1y} = 1.0$ olarak kabul edilir.

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki (P- Δ) etkilerini göz önüne alan B_2 katsayısının hesabı aşağıda yapılacaktır.

$$P_{kat,k7} = 1.505(4557 + 4834 \times 2) + 1.0(770 + 2475 \times 2) + 0.2(810) = 27290.63 \text{ kN}$$

$$H_{y,k7} = 2154.37 \text{ kN}$$

$$P_{mfy,k7} = 20755 \text{ kN}$$

$$\Delta_{Hy,k7} = 0.0140 \text{ m}$$

$$R_{My,k7} = 1 - 0.15 \times \left(\frac{P_{mfy}}{P_{kat}} \right) = 1 - 0.15 \frac{20755}{27290.63} = 0.886$$

$$P_{e,katy,k7} = R_{My} \frac{H_y \times L}{\Delta_{Hy}} = 0.886 \frac{2154.37 \times 4.0}{0.0140} = 545363.38 \text{ kN}$$

$$B_{2y,k7} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 27290.63}{545363.38}} = 1.053 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bu durumda 3477 kolonu için, eksenel kuvvet dayanımı ve kolon enkesitinin yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı,

$$P_{ry} = P_{nt} + B_{2y} \times P_{1ty} = 691.16 + 1.053 \times 80.43 = 775.85 \text{ kN}$$

$$M_{ry} = B_{1y} \times M_{nt} + B_{2y} \times M_{1ty} = 1.00 \times 72.52 + 1.053 \times 87.48$$

$$M_{ry} = 164.64 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Eğilme rijitliği azaltılması kontrolü,

$$P_{ns} = F_y \times A_g = 355 (23900) 10^{-3} = 8484.50 \text{ kN}$$

$\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} = \frac{1.0 (775.85)}{8484.50} = 0.092 < 0.50$ olduğundan dolayı eğilme rijitliğinin 0.80 katsayısı ile azaltılmasının uygun olduğu görülmüştür.

Eğilme momentleri dikkate alınmaksızın sadece eksenel kuvvet dayanımının kontrolü için, $1.505 G + Q + 0.2 S + 3.0(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi altında eksenel basınç kuvveti, P_{uc} ,

$$P_{uc} = 691.16 + 3.0 \times 1.053 \times 80.43 = 945.24 \text{ kN olarak hesaplanmaktadır.}$$

5.2.2.2 Enkesit Kontrolü

Kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları aşağıda verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır. Buna göre,

$$\text{Başlık parçası için: } \lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 7.12$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{300}{2 (28.00)} = 5.36 \leq \lambda_{hd} = 7.12 \quad (\text{Uygun})$$

$$\text{Gövde parçası için: } C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c (F_y \times A)} = \frac{1181.24}{0.90 \times 8484.50} = 0.155 > 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{200000}{355}} (2.93 - 0.155) = 50.72 \geq 1.49 \sqrt{\frac{20000}{355}} = 35.37$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{390}{14.50} = 26.90 \leq 50.72 \quad (\text{Uygun})$$

Başlık parçası ve gövde parçası için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.2.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Kolonun tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi,

X-Eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = 1.0$$

$$\frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{1.0 \times 4000}{212} = 18.87 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 111.79$$

(X) eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_{ex} ,

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(18.87)^2} = 5543.52 \text{ MPa}$$

Kritik burkulma gerilmesi, F_{crx} ,

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_{ex}}} \right] F_y = \left[0.658^{\frac{355}{5543.52}} \right] \times 355 = 345.61 \text{ MPa}$$

Y-Eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_y = 1.0$$

$$\frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1.0 \times 4000}{72.70} = 55.02 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 111.79$$

(Y) eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_{ey} ,

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(55.02)^2} = 652.06 \text{ MPa}$$

Kritik burkulma gerilmesi, F_{cry} ,

$$F_{cry} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_{ey}}} \right] \times F_y = \left[0.658^{\frac{355}{652.06}} \right] \times 355 = 282.66 \text{ MPa}$$

$$P_n = A_g \times F_{cry} = 23900 \text{ mm}^2 \times 282.66 \text{ kN/mm}^2 = 6755.59 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi \times P_n = 0.90 \times (6755.59) = 6080.03 \text{ kN}$$

Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi,

Stabilite bağıntısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu, $L_b = 4000 \text{ mm}$ 'dir. Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk, L_p ,

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 72.70 \times \sqrt{\frac{200000}{355}} = 3037.02 \text{ mm} \text{ olarak bulunur.}$$

Stabilite bağıntısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu, akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluktan, $L_p = 3037.02 \text{ mm}$, büyük olduğundan dolayı elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluk, L_r hesaplanacaktır.

Etkin atalet yarıçapı, i_{ts} ,

$$i_{ts} = \frac{300}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{390 \times 14.50}{300 \times 28} \right)}} = 82.12 \text{ mm} \text{ olarak bulunur.}$$

Enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklık,

$$h_0 = d - t_f = 500 - 28 = 472 \text{ mm' dir}$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluk, L_r ,

$$L_r = 1.95 \times 82.12 \times \frac{200000}{0.7 \times 355} \times \sqrt{\frac{548(10^4) \times (1.0)}{4290(10^3) \times 472} + \sqrt{\left(\frac{548(10^4) \times (1.0)}{4290(10^3) \times 472}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 355}{200000}\right)^2}}$$

$L_r = 10721.71 \text{ mm}$ olarak bulunur.

Bu durumda $L_p = 3037.02 \text{ mm} < L_b = 4000 \text{ mm} \leq L_r = 10721.71$ olarak bulunur.

Moment düzeltme katsayısı, C_b 'nin hesabında kolon yüksekliği boyunca eğilme momenti yayılımı dikkate alınacaktır.

$$M_{y,alt} = B_{1y} \times M_{nt,alt} + B_{2y} \times M_{1ty,alt}$$

$$M_{y,alt} = 1.0 \times (59.32) + 1.053 \times (87.48) = 151.44 \text{ kNm}$$

$$M_{y,üst} = B_{1y} \times M_{nt,üst} + B_{2y} \times M_{1ty,üst}$$

$$M_{y,üst} = 1.0 \times (-72.52) + 1.053 \times (-70.29) = -146.54 \text{ kNm}$$

$$M_{maks} = 151.44 \text{ kN}$$

$$M_A = 76.94 \text{ kN}$$

$$M_B = 2.44 \text{ kN}$$

$$M_C = 72.06 \text{ kN}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{maks}}{2.5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 2.266 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_{ny} ,

$$M_p = F_y \times W_{px} = 355 (4820) 10^{-3} = 1711.10 \text{ kNm}$$

$$M_{ny} = 2.266 \times \left[1711.10 - (1711.10 - 0.7 \times 355 \times 4290(10^{-3})) \times \left(\frac{4000 - 3037.02}{10721.71 - 2869.92} \right) \right]$$

$M_{ny} = 3698.10 \text{ kNm} > M_{py} = 1711.10 \text{ kNm}$ olduğundan $M_{ny} = 1711.10 \text{ kNm}$ olarak kabul edilir.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dy} ,

$$M_{dy} = \phi_b \times M_{ny}$$

$$M_{dy} = 0.90 \times 1711.10 = 1539.99 \text{ kNm değerini almaktadır.}$$

Eğilme momenti ve eksenel basınç kuvveti etkisinde tasarım dayanımı kontrolü,

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{775.85 \text{ kN}}{6080.03 \text{ kN}} = 0.128 < 0.20 \text{ olduğundan,}$$

$$\frac{P_r}{2(P_d)} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = \frac{775.85}{2 \times 6080.03} + \left(0 + \frac{164.64}{1539.99} \right) = 0.171 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Sadece eksenel basınç kuvveti etkisinde, dayanım kontrolü

$$P_d = \phi \times P_n = 0.9 \times 6755.59 \text{ kN} = 6080.03 \text{ kN} > P_{uc} = 945.24 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Kolonun kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi,

Çift simetri eksenli I-Enkesitte,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{390}{14.50} = 26.90 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 53.17 \text{ olduğundan,}$$

$$\Phi_v = 1.00 \text{ (YDKT) ve } C_{v1} = 1.0 \text{ olarak alınacaktır.}$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n ,

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_{v1}$$

$$V_n = 0.6 \times 355 \times (390 \times 14.50) \times 1.0(10^{-3}) = 1204.52 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + 0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_y

$$V_y = 32.96 + 39.44 = 72.40 \text{ kN}$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_d ,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.0 \times 1204.52 = 1204.52 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{72.40}{1204.52} = 0.060 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.3 Moment Aktaran Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

1.kat 11/A-B aksları arası HE360B kirişinin ve 7. Kat 11/A-B aksları arası HE300B kirişinin tasarım dayanımı kontrolü, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerinin gözönüne alınması suretiyle, deprem etkisini içeren yük birleşimleri altında hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler altında yapılacaktır.

İlk altı kat çerçeve kirişi olarak seçilen HE360B profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 43200 \text{ cm}^4$	d	$= 360 \text{ mm}$	C_w	$= 2880000 \text{ cm}^6$
I_y	$= 10100 \text{ cm}^4$	h	$= 261 \text{ mm}$	i_x	$= 155.00 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 2400 \text{ cm}^3$	b_f	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 74.90 \text{ mm}$
W_{px}	$= 2680 \text{ cm}^3$	t_f	$= 22.50 \text{ mm}$	A	$= 18100 \text{ mm}^2$
J	$= 299 \text{ cm}^4$	t_w	$= 12.50 \text{ mm}$		

Yedinci kat ile onuncu kat arası çerçeve kirişi olarak seçilen HE300B profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 25200 \text{ cm}^4$	d	$= 300 \text{ mm}$	C_w	$= 1690000 \text{ cm}^6$
I_y	$= 8560 \text{ cm}^4$	h	$= 208 \text{ mm}$	i_x	$= 130.00 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 1680 \text{ cm}^3$	b_f	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 75.80 \text{ mm}$
W_{px}	$= 1870 \text{ cm}^3$	t_f	$= 19.00 \text{ mm}$	A	$= 14900 \text{ mm}^2$
J	$= 188 \text{ cm}^4$	t_w	$= 11.00 \text{ mm}$		

Kiriş için gerekli dayanımlar, $1.505 G + Q + 0.2 S \pm E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden elde edilen en elverişsiz kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve eğilme momenti dayanımlarıdır. Gerekli eksenel kuvvet dayanımı ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırma hesaplarında dikkate alınmayacaktır.

5.3.1 Birinci kat 11/A-B aksları arası çerçeve kirişinin tasarımı

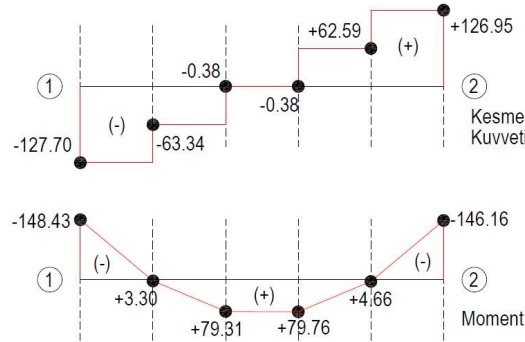
Düşey yükler ($1.505 G + Q + 0.2 S$) etkisinde, HE360B kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{nt,1} = -148.43 \text{ kNm}$$

$$M_{nty,2} = -146.16 \text{ kNm}$$

$$V_{nty,1} = -127.70 \text{ kNm}$$

$$V_{nty,2} = +126.95 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$



Şekil 5.14: 1.kat 11/A-B aksları arası HE360B kirişi $(1.505G + 1.0Q + 0.2S)$ yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

Yatay yükler $(0.3E_x + E_y)$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{1ty,1} = -127.22 \text{ kNm}$$

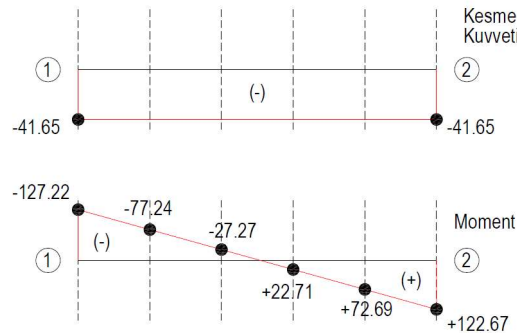
$$M_{1ty,2} = +122.67 \text{ kNm}$$

$$V_{1ty,1} = -41.65 \text{ kNm}$$

$$V_{1ty,2} = -41.65 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

5.3.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Kirişte eksenel basınç kuvveti ihmal edilebilir düzeyde küçüktür. Bu nedenle gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı, $P_{ry} = 0$ olarak kabul edilmiştir.



Şekil 5.15: 1.kat 11/A-B aksları arası HE360B kirişi $(0.3E_x + E_y)$ yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

Eğilme düzleminde mesnetler arasında yatay yük etkidiği kirişlerde eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı, $C_m = 1.0$ değeri kullanılacaktır. Bu durumda yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki (P-δ) etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısı,

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{\alpha \times P_{ry}}{P_{e1y}}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.0 \times 0}{P_{e1y}}} \geq 1.0$$

$B_{1y} = 1.0$ olarak elde edilir.

İkinci kat için yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki (P-Δ) etkilerini göz önüne alan B_2 katsayısı hesabı aşağıda yapılacaktır.

YDKT yük birleşimleri için, ikinci katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkileyen toplam düşey yük,

$$P_{kat,k2} = 1.505(4557 + 4834 \times 8) + 1.0(770 + 2475 \times 8) + 0.2(810) = 85791.65 \text{ kN}$$

$$H_{y,k2} = 3306.38 \text{ kN}$$

$$P_{mfy,k2} = 64609 \text{ kN}$$

$$\Delta_{Hy,k2} = 0.0112 \text{ m}$$

$$R_{My,k2} = 1 - 0.15(P_{mfy}/P_{kat}) = 1 - 0.15 \frac{64609}{85791.65} = 0.887$$

$$P_{e,katy,k2} = R_{My} \frac{H_y \times L}{\Delta_{Hy}} = 0.887 \frac{3306.38 \times 4.0}{0.0112} = 1047413.95 \text{ kN}$$

$$B_{2y,k2} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \times P_{kat}}{P_{e,katy}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 85791.65}{1047413.95}} = 1.089 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$B_{2y,1k} = 1.048$ olarak bulunmuştu. Bu durumda,

$$B_{2y} = \max(1.048; 1.089) = 1.089 \text{ olarak seçilir.}$$

5.3.1.2 Enkesit Kontrolü

Kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları aşağıda verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır. Buna göre,

$$\text{Başlık parçası için: } \lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{300}{2 (22.50)} = 6.67 \leq \lambda_{hd} = 8.09 \quad (\text{Uygun})$$

Gövde parçası için: $C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c (F_y \times A)} = \frac{0}{0.90 \times 275 \times 18100} = 0 < 0.125$ olmak üzere,

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} (1 - 0.93 C_a)} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{275} (1 - 0)} = 66.07$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{261}{12.50} = 20.88 \leq 50.72 \quad (\text{Uygun})$$

Başlık parçası ve gövde parçası için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.3.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi;

HE360B kirişine açıklık boyunca 1.20 m aralıklar ile döşeme kirişleri bağlanmaktadır. Bu nedenle kirişin desteklenmeyen uzunluğu, $L_b = 1200 \text{ mm}$ 'dir. Süneklik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık L_b 'nin aşağıdaki koşulu sağlaması gerekir.

$$L_b = 1200 \text{ mm} \leq 0.086 \times 74.90 \times \frac{200000}{275} = 4685 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü esas olarak yanal doğrultuda desteklenen noktalar arasındaki her bir parça için ayrı ayrı yapılacaktır. Stabilité bağıntısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu, L_b ,

$$L_b = 1200 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 74.90 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 3555.03 \text{ mm}$$

olduğundan dolayı karakteristik eğilme momenti dayanımının elde edilmesinde akma sınır durumu belirleyici olacaktır.

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n ,

$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} = 275 (2680) 10^{-3} = 737.00 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilir.}$$

Buna göre tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dx} ,

$$M_{dx} = \phi_b \times M_{nx}$$

$$M_{dx} = 0.90 \times 737.00 = 663.30 \text{ kNm}$$

Kiriş uçlarındaki eğilme momentleri,

$$M_{x,1} = B_{1x} \times M_{ntx,1} + B_{2x} \times M_{1tx,1} = 1.0 (-148.43) + 1.089 (-127.22)$$

$$M_{x,1} = -286.97 \text{ kNm}$$

$$M_{x,2} = B_{1x} \times M_{ntx,2} + B_{2x} \times M_{1tx,2} = 1.0 (-146.16) + 1.089 (+122.67)$$

$$M_{x,2} = -12.57 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü,

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{286.97}{663.30} = 0.433 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Kirişin kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Çift simetri eksenli I-Enkesitte,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{261}{12.5} = 20.88 \leq 2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41 \text{ olduğundan,}$$

$\phi_v = 1.0$ (YDKT) ve $C_{v1} = 1.0$ olarak kabul edilecektir.

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n ,

$$V_n = 0.6 \times 275 \times (261 \times 12.50) \times 1.0 (10^{-3}) = 538.32 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı, V_d ,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.0 \times 538.32 \text{ kN} = 538.32 \text{ kN}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + 0.3 E_d^{(x)} + E_d^{(y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u

$$V_u = (-127.70) + (-41.65) = -169.35 \text{ olarak bulunur.}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{169.35}{538.32} = 0.315 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.3.1.4 Kullanılabilirlik sınır durum kontrolü

Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü $G + Q$ yük birleşimi altında değerlendirilecektir. Yerdeğiştirme sınır değeri olarak $L/300$ esas alınmaktadır. Analiz sonuçlarına göre mesnetler arasındaki görelî en büyük düşey yerdeğiştirme,

$$\Delta_{maks} = 0.0040 \text{ m}, L = 6.00 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta_{maks}}{L} = \frac{0.0040 \text{ m}}{6.00} = \frac{1}{1500} < \frac{1}{300} \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

5.3.2 Yedinci kat 11/A-B aksları arası çerçeve kirişinin tasarımı

Düşey yükler $(1.505 G + Q + 0.2 S)$ etkisinde, HE300B kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{nty,1} = -150.72 \text{ kNm}$$

$$M_{nty,2} = -140.59 \text{ kNm}$$

$$V_{nty,1} = -127.90 \text{ kNm}$$

$$V_{nty,2} = +124.52 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

Yatay yükler $(0.3E_x + E_y)$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{1ty,1} = -111.63 \text{ kNm}$$

$$M_{1ty,2} = +108.75 \text{ kNm}$$

$$V_{1ty,1} = -36.73 \text{ kNm}$$

$$V_{1ty,2} = -36.73 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

5.3.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

İlk kat kiriş hesabında da belirtildiği üzere, kirişte eksenel basınç kuvveti ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan dolayı, YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı, $P_{ry} = 0$ olarak kabul edilecektir.

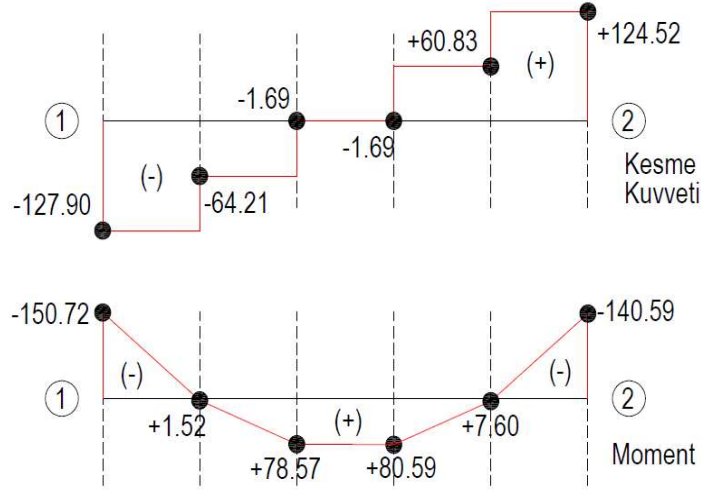
Eğilme düzleminde mesnetler arasında yatay yük etkidiği elemanlarda eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı, $C_m = 1.0$ değeri kullanılacaktır. Bu durumda yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki (P-δ) etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısı,

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{\alpha \times P_{ry}}{P_{e1y}}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.0 \times 0}{P_{e1y}}} \geq 1.0$$

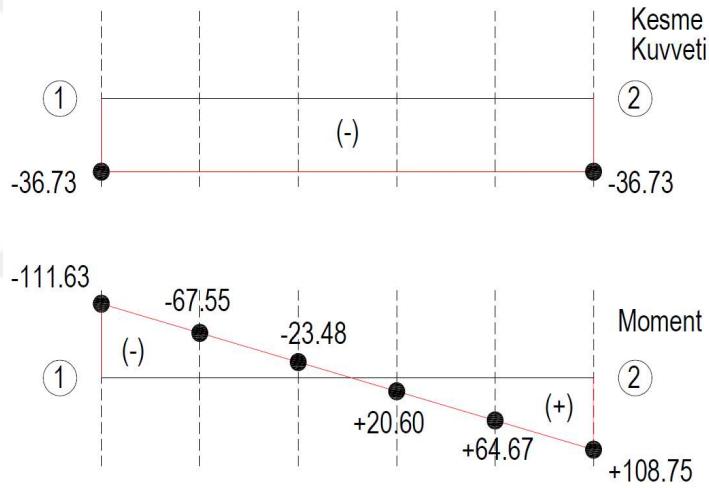
$$B_{1y} = 1.0 \text{ olarak elde edilir.}$$

YDKT yük birleşimleri için, sekizinci katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkiyen toplam düşey yük,

$$P_{\text{kat,k8}} = 1.505(4557 + 4834 \times 1) + 1.0(770 + 2475 \times 1) + 0.2(810) = 17540.46 \text{ kN}$$



Şekil 5.16: 7.kat 11/A-B aksları arası HE300B kirişi $(1.505G + 1.0Q + 0.2S)$ yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları



Şekil 5.17: 7.kat 11/A-B aksları arası HE300B kirişi $(0.3E_x + E_y)$ yük birleşimi için kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

$$H_{y,k8} = 1751.17 \text{ kN}$$

$$P_{mfy,k8} = 13446 \text{ kN}$$

$$\Delta_{Hy,k8} = 0.0131 \text{ m}$$

$$R_{My,k8} = 1 - 0.15(P_{mfy}/P_{kat}) = 1 - 0.15 \frac{13446}{17540.46} = 0.885$$

$$P_{e,katy,k8} = R_{My} \frac{H_y \times L}{\Delta_{Hy}} = 0.885 \frac{1751.17 \times 4.0}{0.0131} = 473216.93 \text{ kN}$$

Sekizinci kat için yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki (P-Δ) etkilerini göz önüne alan B_2 katsayısı,

$$B_{2y,k8} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \times P_{kat}}{P_{e,katy}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 17540.46}{473216.93}} = 1.038 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$B_{2y,k7} = 1.053$ olarak bulunmuştu. Bu durumda,

$B_{2y} = maks(1.053; 1.038) = 1.053$ olarak seçilir.

5.3.2.2 Enkesit Kontrolü

Kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları aşağıda verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır. Buna göre,

$$\text{Başlık parçası için: } \lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{300}{2 (19.00)} = 7.89 \leq \lambda_{hd} = 8.09 \quad (\text{Uygun})$$

$$\text{Gövde parçası için: } C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c (F_y \times A)} = \frac{0}{0.90 \times 275 \times 14900} = 0 < 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} (1 - 0.93 C_a)} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{275} (1 - 0)} = 66.07$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{11.00} = 18.91 \leq 50.72 \quad (\text{Uygun})$$

Başlık parçası ve gövde parçası için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.3.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi;

HE300B kirişine açıklık boyunca 1.20 m aralıklar ile döşeme kirişleri bağlanmaktadır. Bu nedenle kirişin desteklenmeyen uzunluğu, $L_b = 1200 \text{ mm}$ 'dir. Süneklik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık L_b 'nin aşağıdaki koşulu sağlaması gerekir.

$$L_b = 1200 \text{ mm} \leq 0.086 \times 75.80 \times \frac{200000}{275} (10^{-3}) = 4740 \text{ mm olduğundan}$$

belirtilen koşul sağlanmaktadır.

$$L_b = 1200 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 75.80 \times \sqrt{\frac{200000}{275}}$$

$L_b = 3597.75 \text{ mm}$ olduğundan dolayı karakteristik eğilme momenti dayanımının elde edilmesinde akma sınır durumu belirleyicidir.

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n ,

$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} = 275 (1870) 10^{-3} = 514.25 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilir.}$$

Buna göre tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dy} ,

$$M_{dy} = \phi_b \times M_{nx}$$

$$M_{dy} = 0.90 \times 514.25 = 462.83 \text{ kNm}$$

Kiriş uçlarındaki eğilme momentleri,

$$M_{y,1} = B_{1y} \times M_{nty,1} + B_{2y} \times M_{1ty,1} = 1.0 (-150.72) + 1.053 (-111.63)$$

$$M_{y,1} = -268.27 \text{ kNm}$$

$$M_{y,2} = B_{1y} \times M_{nt,2} + B_{2y} \times M_{1ty,2} = 1.0 (-140.59) + 1.053 (+108.75)$$

$$M_{y,2} = -26.08 \text{ kNm}$$

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü,

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{268.27}{462.83} = 0.580 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Kirişin kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Çift simetri eksenli I-Enkesitte,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{11.00} = 18.91 \leq 2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41 \text{ olduğundan,}$$

$\phi_v = 1.0$ (YDKT) ve $C_{v1} = 1.0$ olarak kabul edilecektir.

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n ,

$$V_n = 0.6 \times 275 \times (208 \times 11.00) \times 1.0 (10^{-3}) = 377.52 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı, V_d ,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.0 \times 377.52 \text{ kN} = 377.52 \text{ kN}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + 0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u

$$V_u = (-127.90) + (-36.73) = -164.63 \text{ olarak bulunur.}$$

Tasarım kesme momenti dayanımının kontrolü,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{164.63}{377.52} = 0.436 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.3.2.4 Kullanılabilirlik sınır durum kontrolü

Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü $G + Q$ yük birleşimi altında değerlendirilecektir. Yerdeğiştirme sınır değeri olarak $L/300$ esas alınmaktadır. Analiz sonuçlarına göre mesnetler arasındaki göreli en büyük düşey yerdeğiştirme,

$$\Delta_{maks} = 0.0045 \text{ m, } L = 6.00 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta_{maks}}{L} = \frac{0.0045 \text{ m}}{6.00 \text{ m}} = \frac{1}{1335} < \frac{1}{300} \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

5.4 Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması

1.kat C/8-9 aksları arası HE300B bağ kirişinin ve 7. Kat C/8-9 aksları arası HE260B bağ kirişinin tasarım dayanımı kontrolü, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci merteye etkilerinin gözönüne alınması suretiyle, deprem etkilerini içeren yük birleşimleri altında hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler esas alınarak yapılacaktır.

İlk alt kat için bağ kirişi olarak seçilen HE300B profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 25200 \text{ cm}^4$	d	$= 300 \text{ mm}$	C_w	$= 1690000 \text{ cm}^6$
I_y	$= 8560 \text{ cm}^4$	h	$= 208 \text{ mm}$	i_x	$= 130.00 \text{ mm}$
W_{ex}	$= 1680 \text{ cm}^3$	b_f	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 75.80 \text{ mm}$
W_{px}	$= 1870 \text{ cm}^3$	t_f	$= 19.00 \text{ mm}$	A	$= 14900 \text{ mm}^2$
J	$= 188 \text{ cm}^4$	t_w	$= 11.00 \text{ mm}$		

Yedinci kat ile onuncu kat arası bağ kirişi olarak seçilen HE260B profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

I_x	$= 14900 \text{ cm}^4$	d	$= 260 \text{ mm}$	C_w	$= 754000 \text{ cm}^6$
I_y	$= 5130 \text{ cm}^4$	h	$= 177 \text{ mm}$	i_x	$= 112.00 \text{ mm}$

$W_{ex} = 1150 \text{ cm}^3$	$b_f = 260 \text{ mm}$	$i_y = 65.80 \text{ mm}$
$W_{px} = 1280 \text{ cm}^3$	$t_f = 17.50 \text{ mm}$	$A = 11800 \text{ mm}^2$
$J = 127 \text{ cm}^4$	$t_w = 10.00 \text{ mm}$	

Bağ kirişleri için gerekli dayanımlar,

$$(1a) 1.505 G + Q + 0.2 S \pm E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)}$$

$$(2a) 0.595 G \pm E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)}$$

yük birleşiminden elde edilen en elverişsiz kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve eğilme momenti dayanımlarıdır. Bağ kirişi için en elverişsiz iç kuvvetler (1a) yük birleşimi altında elde edilmiştir. Gerekli eksenel kuvvet dayanımı, ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırma hesaplarında dikkate alınmayacaktır.

Gerekli eğilme momenti dayanımı, M_r , yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak hesaplanacaktır.

$$M_r = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{1t}$$

5.4.1 Birinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişinin tasarımı

Düşey yükler ($1.505 G + Q + 0.2 S$) etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre bağ kirişi uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{ntx,1} = -28.85 \text{ kNm}$$

$$M_{ntx,2} = -29.55 \text{ kNm}$$

$$V_{ntx,1} = -9.07 \text{ kNm}$$

$$V_{ntx,2} = +9.33 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

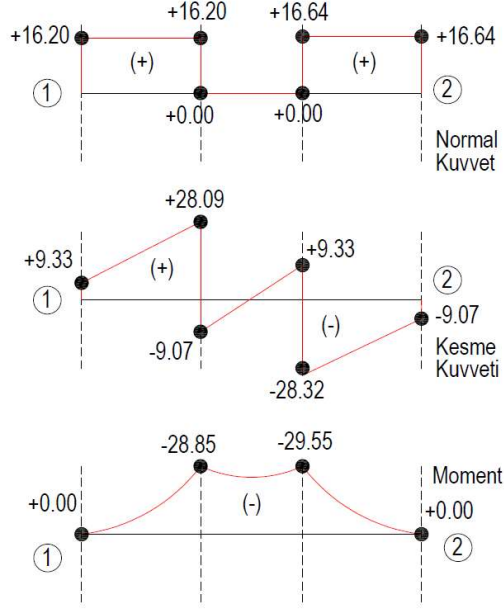
Yatay yükler ($Ex + 0.3Ey$) etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre bağ kirişi uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{1t,1} = +125.29 \text{ kNm}$$

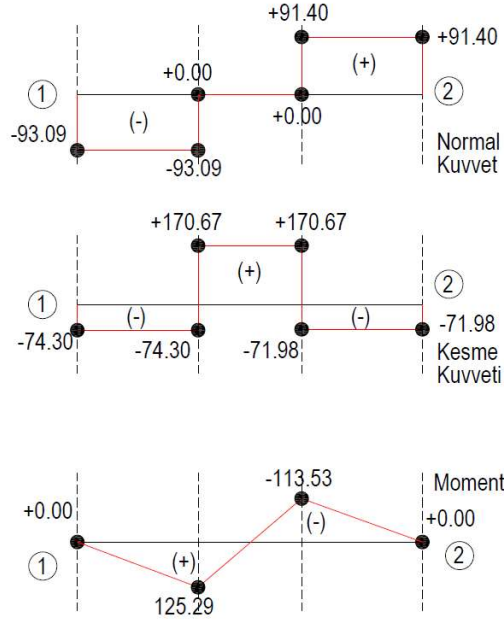
$$M_{1tx,2} = -113.53 \text{ kNm}$$

$$V_{1tx,1} = +170.67 \text{ kNm}$$

$$V_{1tx,2} = +170.67 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$



Şekil 5.18: 1.kat C/8-9 aksları arası HE300B bağ kirişi $1.505G + 1.0Q + 0.2S$ yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları



Şekil 5.19: 1.kat C/8-9 aksları arası HE300B bağ kirişi $Ex + 0.3Ey$ yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları

5.4.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki (P- δ) etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısının hesabı yapılacaktır.

$$\alpha = 1.00 \text{ (YDKT)}$$

Bağ kirişinde gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan, $P_{rx} = 0$ olarak kabul edilmiştir.

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve tek eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri negatif işaretli olacak şekilde,

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \times \left(-\frac{28.85}{29.15} \right) = 0.996$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\alpha \times P_{rx}}{P_{e1x}}} = \frac{0.996}{1 - \frac{1.0 \times 0}{P_{e1x}}} < 1.0 \text{ olduğundan dolayı, } B_{1x} = 1.0 \text{ olarak kabul edilir.}$$

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki (P-Δ) etkilerini göz önüne alan B_2 katsayısının hesabı yapılacaktır.

Birinci kat için YDKT yük birleşimleri için, birinci katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkiyen toplam düşey yük, $P_{kat,k1}$,

$$P_{kat,k1} = 1.505(4557 + 4834 \times 9) + 1.0(770 + 2475 \times 9) + 0.2(810) = 95512.82 \text{ kN}$$

$$H_{x,k1} = 3363.98 \text{ kN}$$

Göz önüne alınan doğrultuda çaprazlı çerçeveler bulunduğundan dolayı $P_{mf} = 0$ olarak kabul edilmiştir.

$$R_{Mx,k1} = 1 - 0.15 \left(\frac{P_{mfx}}{P_{kat}} \right) = 1 - 0.15 \left(\frac{0}{P_{kat}} \right) = 1.0$$

$$\Delta_{Hx,k1} = 0.0074 \text{ m}$$

$$P_{e,katx,k1} = R_{Mx} \frac{H_x \times L}{\Delta_{Hx}} = 1.0 \frac{3363.98 \times 4.0}{0.0074} = 1818367.57 \text{ kN}$$

$$B_{2x,1k} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \times P_{kat}}{P_{e,katy}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 95512.82}{1818367.57}} = 1.055$$

İkinci kat için YDKT yük birleşimleri için, birinci katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkiyen toplam düşey yük, $P_{kat,k2}$,

$$P_{kat,k2} = 1.505(4557 + 4834 \times 8) + 1.0(770 + 2475 \times 8) + 0.2(810) = 85791.65 \text{ kN}$$

$$H_{x,k2} = 3306.38 \text{ kN}$$

$$R_{M,k2} = 1 - 0.15 \left(\frac{0}{P_{kat}} \right) = 1.0$$

$$\Delta_{Hx,k2} = 0.0085 \text{ m}$$

$$P_{e,katx,k2} = 1.0 \frac{3306.38 \times 4.0}{0.0085} = 1555943.53 \text{ kN}$$

$$B_{2x,2k} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 85791.65}{1555943.53}} = 1.058$$

$B_{2x} = \text{maks}(1.055; 1.058) = 1.058$ değerini alır.

Bu durumda söz konusu bağ kirişi için yönetmelik uyarınca, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımları,

$$M_{x,1} = B_{1x} \times M_{ntx,1} + B_{2x} \times M_{1tx,1} = 1.0 (-28.85) + 1.058 (+125.29)$$

$$M_{x,1} = +103.71 \text{ kNm}$$

$$M_{x,2} = B_{1x} \times M_{ntx,2} + B_{2x} \times M_{1tx,2} = 1.0 (-29.55) + 1.058 (-113.53)$$

$$M_{x,2} = -149.66 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

5.4.1.2 Enkesit Kontrolü

Bağ kirişi enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları aşağıda verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır. Buna göre,

$$\text{Başlık parçası için: } \lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{300}{2 (19.00)} = 7.89 \leq \lambda_{hd} = 8.09 \quad (\text{Uygun})$$

$$\text{Gövde parçası için: } C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c (F_y \times A)} = \frac{0}{0.90 \times 275 \times 14900} = 0 < 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} (1 - 0.93 C_a)} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{275} (1 - 0)} = 66.07$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{11.00} = 18.91 \leq 50.72 \quad (\text{Uygun})$$

Başlık parçası ve gövde parçası için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.4.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Bağ kirişinin iki ucundaki alt ve üst başlıkların, deprem yönetmeliğinde verilen özel koşullar dikkate alınarak yanal doğrultuda desteklenmesi gerekmektedir. Buna göre bağ kirişinin alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından burulma ve yanal ötelenmeye karşı

desteklenmiştir. Destek noktaları arasındaki uzaklığın, sünelik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \leq 0.086 \times i_y \times \frac{E}{F_y} \text{ koşulunu sağlaması gerekmektedir.}$$

$$L_b = e = 1500 \text{ mm} \leq 0.086 \times 75.80 \times \frac{200000}{275} \times 10^{-3} = 4741 \text{ mm} \quad \text{olduğundan}$$

dolayı belirtilen koşul sağlanmaktadır.

Bağ kirişinin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi,

Bağ kirişi alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklendiğinden, burulma ve yatay ötelenmeye karşı desteklenmeyen uzunluk,

$$L_b = 1500 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times i_y \times \frac{E}{F_y} = 1.76 \times 75.80 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 3597.75 \text{ mm} \text{ olarak}$$

bulunur.

$L_b \leq L_p$ olduğundan, bağ kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımı,

$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} = 275 \times 1870 (10^{-3}) = 514.25 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Tasarım eğilme momenti dayanımı, M_d ,

$$M_{dx} = \phi_b \times M_{nx}$$

$$M_{dx} = 0.90 \times 514.25 \text{ kNm} = 462.83 \text{ kNm} \text{ değerini almaktadır.}$$

Tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü,

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{149.66}{462.83} = 0.323 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Bağ Kirişinin kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Bağ kirişinin karakteristik kesme kuvveti dayanımı, gövdede kesme kuvveti etkisi altında akma ve enkesitin eğilme momenti etkisinde akma sınır durumlarından elde edilen en küçük kesme kuvveti dayanımı olarak belirlenmektedir.

$$V_n = \min \left(V_p; \frac{2M_p}{e} \right)$$

$$\frac{P_r}{P_y} = \frac{0}{P_y} = 0 \leq 0.15 \text{ olduğundan,}$$

$$V_p = 0.6 \times F_y \times A_w$$

$$V_p = 0.6 \times F_y \times t_w (d - 2t_f) = 0.6 \times 275 \times 11.00 \times (300 - 2 \times 19.00) \times 10^{-3}$$

$$V_p = 475.53 \text{ kNm}$$

$$M_p = F_y \times W_{px} = 275 (1870) \times 10^{-3} = 514.25 \text{ kNm}$$

Bağ kirişi uzunluğu, $e = 1500$ mm olmak üzere, karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_p ,

$$V_n = \min \left(475.53; \frac{2 \times 514.25}{1.50} = 685.67 \right) = 475.53 \text{ kN} \text{ olarak elde edilir.}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı, V_d ,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.00 \times 475.53 = 475.53 \text{ kN}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + 0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u

$$V_u = (+9.33) + (+170.67) = +180.00 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{180.00}{475.53} = 0.379 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.4.1.4 Bağ kirişi dönme açısının kontrolü

İncelenen bağ kirişinin bulunduğu birinci kat için görelî kat ötelemesi açısı bağıntı 5.22 ile hesaplanacaktır.

$$\theta_p = \frac{R}{I} \times \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (5.22)$$

$$\theta_{p,k1} = \frac{8}{1} \times \frac{0.0059}{4.00} = 0.0118 \text{ rad}$$

Bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen bağ kirişi dönme açısı, bulunduğu katın görelî kat ötelemesine göre bağıntı 5.23 ile hesaplanacaktır.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \times \theta_p \quad (5.23)$$

$$\gamma_p = \frac{5}{1.5} \times 0.0118 = 0.0393 \text{ rad}$$

Bağ kirişi dönme açısı kontrolü aşağıdaki koşullara göre yapılacaktır.

a) Bağ kirişi uzunluğunun $1.6 \times \frac{M_p}{V_p}$ 'ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.08 rad,

b) Bağ kirişi uzunluğunun $2.6 \times \frac{M_p}{V_p}$ 'ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.02 rad değerini aşmayacaktır.

Bağ kirişi uzunluğu $e = 1.50 \text{ m}$ 'dir.

$$1.6 \times \frac{514.25}{475.53} = 1.730 \text{ m}, 2.6 \times \frac{514.25}{475.53} = 2.812 \text{ m}$$

$e = 1.50 \text{ m} < 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1.730 \text{ m}$ olduğundan dolayı dönme açısı sınır değeri 0.08 radyandır.

$$\gamma_p = 0.0393 \text{ rad} \leq 0.08 \text{ rad} \quad (\text{Uygun})$$

5.4.1.5 Berkitme levhaları boyutları ve yerleşimi

Çapraz elemanların bağ kirişine ve uzantılarına yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenmesi gerekmektedir. Gövde levhasının her iki tarafına yerleştirilecek olan rijitlik levhalarının boyutları gövde yüksekliğine eşit yükseklikte,

$$\frac{(b_f - t_w)}{2} = \frac{(300 - 11.00)}{2} = 144.5 \text{ mm genişliğinde,}$$

$\max(0.75 \times 11.00 = 8.25; 10) = 10 \text{ mm}$ kalınlığında olacaktır.

Bağ kirişi dönme açısı, $\gamma_p = 0.0387 \text{ rad} < 0.08 \text{ rad}$ olduğundan dolayı ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları, s , doğrusal enterpolasyon yapılarak bağıntı 5.24 ile hesaplanacaktır.

$$s = \frac{\left(\left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) - \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) \right) \times (0.08 - \gamma_p)}{0.08 - 0.02} + \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) \quad (5.24)$$

$$s = \frac{\left(\left(52 \times 11.0 - \frac{300}{5} \right) - \left(30 \times 11.0 - \frac{300}{5} \right) \right) \times (0.08 - 0.0387)}{0.08 - 0.02} + \left(30 \times 11.0 - \frac{300}{5} \right) = 436.58 \text{ mm}$$

Bu durumda $s = 300 \text{ mm} \leq 436.58 \text{ mm}$ olarak seçilmesi uygundur. Ayrıca ara rijitlik levhalarına ek olarak çapraz bağlantı noktalarında da rijitlik levhaları kullanılacaktır.

5.4.2 Yedinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişinin tasarımı

Düşey yükler ($1.505 G + Q + 0.2 S$) etkisinde, kirişi enkesiti yerel eksen takımına göre bağ kirişi uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{ntx,1} = -9.33 \text{ kNm}$$

$$M_{ntx,2} = -9.72 \text{ kNm}$$

$$V_{ntx,1} = -9.32 \text{ kNm}$$

$$V_{ntx,2} = +9.85 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

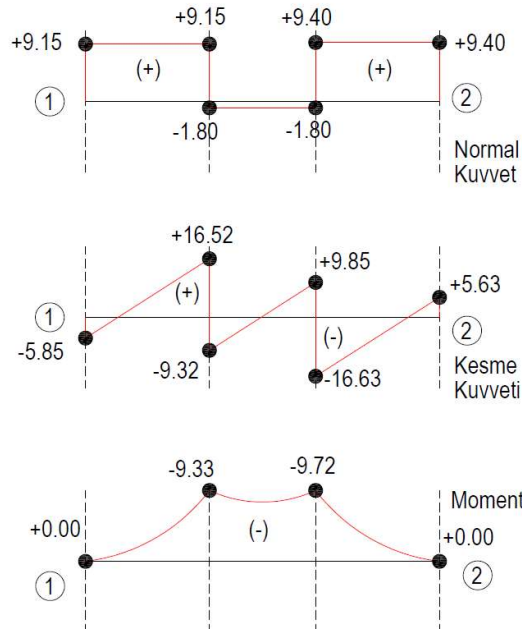
Yatay yükler ($Ex + 0.3Ey$) etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre bağ kirişi uçlarında oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri,

$$M_{1tx,1} = +73.47 \text{ kNm}$$

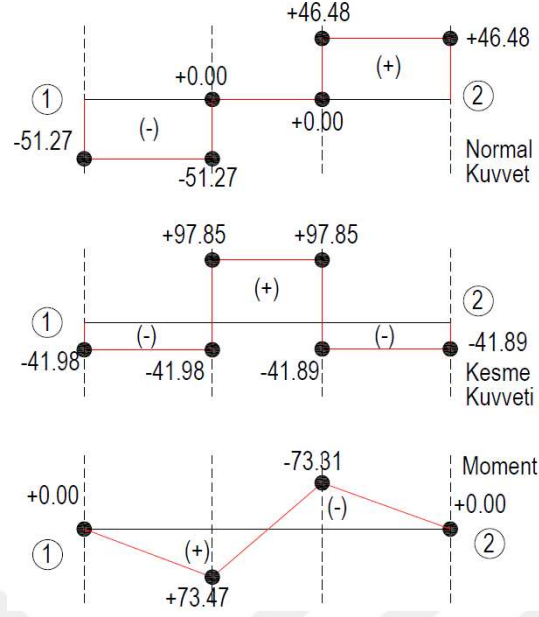
$$M_{1t,2} = -73.31 \text{ kNm}$$

$$V_{1tx,1} = +97.85 \text{ kNm}$$

$$V_{1tx,2} = +97.85 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$



Şekil 5.20: 7. Kat C-8/9 aksları arası HE260B bağ kirişi ($1.505G + 1.0Q + 0.2S$) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı.



Şekil 5.21: 7. Kat C-8/9 aksları arası HE260B bağ kirişi ($E_x + 0.3E_y$) yük birleşimi için normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramı.

5.4.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki (P- δ) etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısının hesabı aşağıda yapılacaktır.

$$\alpha = 1.00 \text{ (YDKT)}$$

Bağ kirişinde gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan, $P_{rx} = 0$ olarak kabul edilmiştir.

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve tek eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri negatif işaretli olacak şekilde,

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \left(-\frac{9.33}{9.72} \right) = 0.984$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\alpha \times P_{rx}}{P_{e1x}}} = \frac{0.984}{1 - \frac{1.0 \times 0}{P_{e1x}}} < 1.0 \text{ olduğundan dolayı } B_{1x} = 1.0 \text{ olarak kabul edilir.}$$

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki (P- Δ) etkilerini göz önüne alan B_2 katsayısının hesabı yapılacaktır.

$$\alpha = 1.00 \text{ (YDKT)}$$

Yedinci kat için YDKT yük birleşimleri için tüm düşey taşıyıcı elemanlara etkileyen toplam düşey yük,

$$P_{kat,k7} = 1.505(4557 + 4834 \times 2) + 1.0(770 + 2475 \times 2) + 0.2 \times (810)$$

$$P_{kat,k7} = 27290.63 \text{ kN}$$

$$H_{x,k7} = 2154.37 \text{ kN}$$

Göz önüne alınan doğrultuda çaprazlı çerçeveler bulunduğundan dolayı $P_{mf} = 0$ kabul edilmiştir.

$$R_{M,k7} = 1 - 0.15(P_{mfy}/P_{kat}) = 1 - 0.15 \left(\frac{0}{P_{kat}} \right) = 1.0$$

$$\Delta_{Hx,k7} = 0.0113 \text{ m}$$

$$P_{e,katx,k7} = R_{My} \frac{H_y \times L}{\Delta_{Hy}} = 1.0 \times \frac{2154.37 \times 4.0}{0.0113} = 762608.85 \text{ kN}$$

$$B_{2x,k7} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \times P_{kat}}{P_{e,katx}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 27290.63}{762608.85}} = 1.037$$

Sekinci kat için YDKT yük birleşimleri için tüm düşey taşıyıcı elemanlara etkiyen toplam düşey yük,

$$P_{kat,8} = 1.505(4557 + 4834 \times 1) + 1.0(770 + 2475 \times 1) + 0.2 \times (810) = 17540.46 \text{ kN}$$

$$H_{x,k8} = 1751.17 \text{ kN}$$

$$R_{m,k8} = 1 - 0.15(P_{mfy}/P_{kat}) = 1 - 0.15 \left(\frac{0}{P_{kat}} \right) = 1.0$$

$$\Delta_{Hx,k8} = 0.0104 \text{ m}$$

$$P_{e,katx,k8} = R_{My} \frac{H_y \times L}{\Delta_{Hy}} = 1.0 \frac{1751.17 \times 4.0}{0.0104} = 673526.92 \text{ kN}$$

$$B_{2x,k8} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 17540.46}{673526.92}} = 1.027$$

Böylece, $B_{2x} = \max(1.037; 1.027) = 1.037$ değerini alır.

Bu durumda söz konusu bağ kirişi için yönetelik uyarınca, kiriş enkesiti yerek eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı,

$$M_{x,1} = B_{1x} \times M_{ntx,1} + B_{2x} \times M_{1tx,1} = 1.0 (-9.33) + 1.037 (+73.47)$$

$$M_{x,1} = +66.86 \text{ kNm}$$

$$M_{x,2} = B_{1x} \times M_{ntx,2} + B_{2x} \times M_{1tx,2} = 1.0 (-9.72) + 1.037 (-73.31)$$

$$M_{x,2} = -85.74 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

5.4.2.2 Enkesit Kontrolü

Bağ kirişi enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları aşağıda verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır. Buna göre,

$$\text{Başlık parçası için: } \lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{260}{2 \times 17.50} = 7.43 \leq 8.09 \quad (\text{Uygun})$$

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c(F_y \times A)} = \frac{0}{0.90 \times 275 \times 11800} = 0 < 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} (1 - 0.93 C_a)} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{275} (1 - 0)} = 66.07$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{177}{10.00} = 17.70 \leq 66.07 \quad (\text{Uygun})$$

Başlık parçası ve gövde parçası için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.4.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Bağ kirişinin iki ucundaki alt ve üst başlıkların, deprem yönetmeliğinde verilen özel koşullar dikkate alınarak yanal doğrultuda desteklenmesi gerekmektedir. Buna göre bağ kirişinin alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenecektir. Destek noktaları arasındaki uzaklığın, süneklik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \leq 0.086 \times i_y \times \frac{E}{F_y} \text{ koşulunu sağlaması gerekmektedir.}$$

$$L_b = e = 1.50 \text{ m} \leq 0.086 \times 65.80 \times \frac{200000}{275} \times 10^{-3} = 4.115 \text{ m} \text{ olduğundan dolayı belirtilen koşul sağlanmaktadır.}$$

Bağ kirişinin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi,

Bağ kirişi alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklendiğinden, burulma ve yatay ötelenmeye karşı desteklenmeyen uzunluk,

$$L_b = 1500 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times i_y \times \frac{E}{F_y} = 1.76 \times 65.80 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 3123.11 \text{ mm}$$

$L_b \leq L_p$ olduğundan, bağ kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımı,

$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} = 275 \times 1280 (10^{-3}) = 352.00 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

Tasarım eğilme momenti dayanımı,

$$M_{dx} = \phi_b \times M_{nx}$$

$$M_{dx} = 0.90 \times 352.00 \text{ kNm} = 316.80 \text{ kNm} \text{ değerini almaktadır.}$$

Tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü,

$1.505 G + Q + 0.2 S + E_d^{(X)} + 0.3 E_d^{(Y)}$ yük birleşiminin altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_u = -85.64 \text{ kNm}$ olarak bulunmuştur.

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{85.74}{316.80} = 0.271 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Bağ kirişinin kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Bağ kirişinin karakteristik kesme kuvveti dayanımı, gövdede kesme kuvveti etkisi altında akma ve enkesitin eğilme momenti etkisinde akma sınır durumlarından elde edilen en küçük kesme kuvveti dayanımı olarak belirlenmektedir.

$$V_n = \min \left(V_p; \frac{2M_p}{e} \right)$$

$$\frac{P_r}{P_y} = \frac{0}{P_y} = 0 \leq 0.15 \text{ olduğundan,}$$

$$V_p = 0.6 \times F_y \times A_w$$

$$V_p = 0.6 F_y \times t_w (d - 2t_f) = 0.6 \times 275 \times 10.00 \times (260 - 2 \times 17.50) \times 10^{-3}$$

$$V_p = 371.25 \text{ kNm}$$

$$M_p = F_y \times W_{px} = 275 (1280) \times 10^{-3} = 352.00 \text{ kNm}$$

Bağ kirişi uzunluğu, $e = 1500 \text{ mm}$ olmak üzere, karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_p ,

$$V_n = \min \left(371.25; \frac{2 \times 352.00}{1.50} = 469.33 \right) = 371.25 \text{ kN} \text{ olarak elde edilir.}$$

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımı,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.00 \times 371.25 = 371.25 \text{ kN}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + E_d^{(X)} + 0.3 E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u

$$V_u = (+9.85) + (97.85) = +107.70 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{107.70}{371.25} = 0.290 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.4.2.4 Bağ kirişi dönme açısının kontrolü

İncelenen bağ kirişinin bulunduğu yedinci katın görelî kat ötelemesi açısı,

$$\theta_p = \frac{R}{I} \times \frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{8}{1} \times \frac{0.0090}{4.00} = 0.0180 \text{ rad olarak hesaplanır.}$$

Bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen bağ kirişi dönme açısı bulunduğu katın görelî kat ötelemesine göre,

$$\gamma_p = \frac{5}{1.5} \times 0.0180 = 0.0600 \text{ rad şeklinde elde edilir.}$$

Bağ kirişi dönme açısı kontrolü aşağıdaki bağıntılara göre yapılacaktır.

- Bağ kirişi uzunluğunun $1.6 \times \frac{M_p}{V_p}$ 'ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.08 rad,
- Bağ kirişi uzunluğunun $2.6 \times \frac{M_p}{V_p}$ 'ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.02 rad değerini aşmayacaktır.

Bağ kirişi uzunluğu $e = 1.50 \text{ m}$ 'dir.

$$1.6 \times \frac{352.00}{371.25} = 1.517 \text{ m}, 2.6 \times \frac{352.00}{371.25} = 2.465 \text{ m}$$

$e = 1.50 \text{ m} < 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1.517 \text{ m}$ olduğundan dolayı dönme açısı sınır değeri 0.08 radyandır.

$$\gamma_p = 0.0600 \text{ rad} < 0.080 \text{ rad} \quad (\text{Uygun})$$

5.4.2.5 Berkitme levhaları boyutları ve yerleşimi

Çapraz elemanların bağ kirişine ve uzantılarına yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenmesi gerekmektedir. Gövde levhasının her iki tarafına yerleştirilecek olan rijitlik levhalarının boyutları gövde yüksekliğine eşit yükseklikte,

$$\frac{(b_f - t_w)}{2} = \frac{(260 - 100)}{2} = 125.0 \text{ mm genişliğinde,}$$

$\max(0.75 \times 10.00 = 7.50; 10) = 10 \text{ mm}$ kalınlığında olacaktır.

Bağ kirişi dönme açısı, $\gamma_p = 0.0600 \text{ rad} < 0.08 \text{ rad}$ olduğundan dolayı ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları, s , doğrusal enterpolasyon yapılarak hesaplanacaktır.

$$s = \frac{\left(\left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) - \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) \right) \times (0.08 - \gamma_p)}{0.08 - 0.02} + \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right)$$

$$s = \frac{\left(\left(52 \times 10.0 - \frac{260}{5} \right) - \left(30 \times 10.0 - \frac{260}{5} \right) \right) \times (0.08 - 0.0600)}{0.08 - 0.02} + \left(30 \times 10.0 - \frac{260}{5} \right) = 321.33 \text{ mm}$$

Bu durumda $s = 300 \text{ mm} \leq 321.33 \text{ mm}$ olarak seçilmesi uygundur. Ayrıca ara rijitlik levhalarına ek olarak çapraz bağlantı noktalarında da rijitlik levhaları kullanılacaktır.

5.5 Bağ Kirişleri Dışında Kalan Kiriş Bölümünün Boyutlandırılması

Söz konusu kirişler için gerekli dayanımlar, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerinin gözönüne alınması suretiyle, deprem etkilerini içeren,

$$(1a) 1.505 G + Q + 0.2 S \pm E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

$$(2a) 0.595 G \pm E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

yük birleşimlerinde yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1.1 R_y katı ile büyütülerek elde edilecektir.

5.5.1 Birinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü

Bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 475.53 \text{ kN}$ ve yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti $V_E = 170.67 \text{ kN}$ olmak üzere,

Kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler,

$$\frac{1.1 \times R_y \times V_n}{V_E} = \frac{1.1 \times 1.3 \times 475.53}{170.67} = 3.98 \text{ katsayısı ile arttırılacaktır.}$$

Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranını ifade eden R_y değeri S275 yapı çeliği için yönetmelikten 1.3 olarak alınmıştır.

Düşey yükler $(1.505 G + Q + 0.2 S)$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan eğilme momentleri,

$$P_{ntx} = 16.64 \text{ kN}$$

$$M_{ntx} = -29.55 \text{ kNm}$$

$$V_{ntx} = 28.32 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

Yatay yükler $(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan eğilme momentleri,

$$P_E = 93.09 \text{ kN} \quad P_{1t} = 93.09 \text{ kN} \times 3.98 = 370.50 \text{ kN}$$

$$M_E = 125.29 \text{ kNm} \quad M_{1t} = 125.29 \text{ kNm} \times 3.98 = 498.65 \text{ kNm}$$

$$V_E = 74.30 \text{ kN} \quad V_{1t} = 74.30 \text{ kN} \times 3.98 = 295.71 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

5.5.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki $(P-\Delta)$ etkilerini göz önüne alan B_2 katsayısı için kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün tasarımında bağ kirişinin plastikleşmesine karşı gelen arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından $(P-\Delta)$ etkileri hesaba katılmayacaktır.

Buna göre $B_{2x} = 1.00$ olarak kabul edilecektir.

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki $(P-\delta)$ etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısının hesabı aşağıda yapılmıştır.

$$\alpha = 1.00 \text{ (YDKT)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{1t} = 16.64 + 1.0 \times 370.50 = 387.14 \text{ kN}$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 \times 0.8 \times E \times I}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.8 \times 200000 \times 25200 (10^4)}{(1750)^2} 10^{-3} = 129940.39 \text{ kN}$$

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve tek eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri negatif işaretli olacak şekilde,

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{0}{29.55} \right)$$

$$B_{1x} = \frac{0.60}{1 - \frac{1.0 \times 387.14}{129940.39}} = 0.602 < 1.0 \text{ olduğundan dolayı}$$

$$B_{1x} = 1.0 \text{ olarak kabul edilir.}$$

Buna göre söz konusu kiriş için, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli aksel kuvvet dayanımı,

$$P_r = P_{nt} + B_{2x} P_{1t} = 16.64 + 1.0 \times 370.50 = 387.14 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{1t} = 1.0 \times (29.55) + 1.0 \times (498.65) = 528.20 \text{ kNm} \quad \text{olarak hesaplanır.}$$

5.5.1.2 Enkesit Kontrolü

Bağ kirişi dışında kalan kısım, bağ kirişi ile sürekli olarak aynı profilden oluştuğundan dolayı, bağ kirişi hesaplarında gösterildiği üzere HE300B profil enkesiti yüksek süneklik koşullarını sağlamaktadır.

5.5.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Destek noktaları arasındaki L_b uzaklığının, süneklik düzeyi yüksek elemanlar olarak tasarlanan kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \leq 0.086 i_y \frac{E}{F_y} \text{ koşulunu sağlaması gerekmektedir.}$$

$$L_b = 1.750 \text{ m} \leq 0.086 \times (75.80) \times \frac{200000}{275} 10^{-3} = 4.740 \text{ m} \quad \text{olduğundan belirtilen koşul sağlanmaktadır.}$$

Kirişin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi,

$$L_b = 1750 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{R_y \times F_y}} = 1.76 \times 75.80 \sqrt{\frac{200000}{1.3 \times 275}} = 3155.43 \text{ mm}$$

olduğundan, kat kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımını enkesit plastik eğilme momenti dayanımı belirleyecektir.

$$M_n = M_p = R_y F_y W_{px} = 1.3 \times 275 \times 1870 (10^{-3}) = 668.53 \text{ kNm}$$

Buna göre, tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dx}

$$M_{dx} = \phi_b M_{nx} = 0.90 \times (668.53) = 601.68 \text{ kNm} \text{ değerini almaktadır.}$$

Tasarım aksel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi,

Kuvvetli eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu için,

$$K_x = 1.0$$

$$\frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{1.0 \times 1750}{130} = 13.46 < 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{1.3 \times 275}} = 111.40 \quad \text{olduğundan}$$

dolayı kritik burkulma gerilmesi, F_{crx} , aşağıdaki bağıntı ile elde edilecektir.

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{R_y F_y}{F_{ex}}} \right] R_y F_y$$

Elastik burkulma gerilmesi, F_{ex} ,

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(13.46)^2} = 10895.31 \text{ MPa}$$

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{1.3 \times 275}{10895.31}} \right] \times 275 = 271.25 \text{ MPa}$$

Zayıf eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_y = 1.0$$

$$\frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1.0 \times 1750}{75.80} = 23.09 < 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{1.3 \times 275}} = 111.40 \quad \text{olduğundan}$$

dolayı kritik burkulma gerilmesi, F_{cry} , aşağıdaki bağıntı ile elde edilecektir.

$$F_{cry} = \left[0.658^{\frac{R_y F_y}{F_{ey}}} \right] R_y F_y$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(23.09)^2} = 3702.39 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = \left[0.658^{\frac{1.3 \times 275}{3702.39}} \right] \times 275 = 264.11 \text{ MPa}$$

Kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \min[271.25; 264.11] = 264.11 \text{ N/mm}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

$$P_n = A_g \times F_{cry} = 14900 \text{ mm}^2 \times 264.11 \text{ N/mm}^2 = 3935.24 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi \times P_n = 0.90 \times (3935.24 \text{ kN}) = 3541.72 \text{ kN}$$

Bileşik etkiler altında dayanım kontrolü,

Artırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli eksenel kuvvet dayanımı daha önce hesaplandığı üzere,

$$P_u = 387.14 \text{ kN}$$

$$M_u = 528.20 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilmektedir.}$$

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{387.14 \text{ kN}}{3541.72 \text{ kN}} = 0.109 < 0.20 \text{ olduğundan,}$$

$$\frac{P_u}{2 P_d} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{dx}} + \frac{M_{uy}}{M_{dy}} \right) = \frac{387.14}{2 (3541.72)} + \frac{528.20}{601.68} = 0.934 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Kiriş kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi:

Çift simetri eksenli I-Enkesitte,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{11.00} = 18.91 \leq 2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41 \text{ olduğundan,}$$

$\phi_v = 1.0(YDKT)$ ve $C_{v1} = 1.0$ olarak kabul edilecektir.

$$V_n = 0.6 \times 1.3 \times 275 \times (208 \times 11.00) \times 1.0 (10^{-3}) = 490.78 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı, V_d ,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.0 \times 490.78 \text{ kN} = 490.78 \text{ kN}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + E_d^{(X)} + 0.3 E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u ,

$$V_u = 28.32 + 295.71 = 324.03 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı kontrolü,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{324.03 \text{ kN}}{490.78 \text{ kN}} = 0.660 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.5.2 Yedinci kat C/8-9 aksları arası bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü

Bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 371.25 \text{ kN}$, yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti $V_E = 97.85 \text{ kN}$ olmak üzere,

Kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler,

$$\frac{1.1 \times R_y \times V_n}{V_E} = \frac{1.1 \times 1.3 \times 371.25}{97.85} = 5.42 \text{ katsayısı ile arttırılacaktır.}$$

Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranını ifade eden R_y değeri S275 yapı çeliği için yönetmelikten 1.3 olarak alınmıştır.

Düşey yükler ($1.505 G + Q + 0.2 S$) etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan eğilme momentleri,

$$P_{ntx} = 9.40 \text{ kN}$$

$$M_{ntx} = 9.72 \text{ kNm}$$

$$V_{ntx} = 16.63 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

Yatay yükler $(E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre kiriş uçlarında oluşan eğilme momentleri,

$$P_E = 46.48 \text{ kN} \quad P_{1t} = 46.48 \text{ kN} \times 5.42 = 251.92 \text{ kN}$$

$$M_E = 73.31 \text{ kNm} \quad M_{1t} = 73.31 \text{ kNm} \times 5.42 = 380.76 \text{ kNm}$$

$$V_E = 41.89 \text{ kN} \quad V_{1t} = 41.89 \text{ kN} \times 5.42 = 227.04 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

5.5.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki (P-Δ) etkilerini göz önüne alan B_2 katsayısı için kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün tasarımında bağ kirişinin plastikleşmesine karşı gelen arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından (P-Δ) etkileri hesaba katılmayacaktır.

Buna göre $B_{2x} = 1.00$ olarak kabul edilecektir.

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki (P-δ) etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısının hesabı aşağıdaki yapılacaktır.

$$\alpha = 1.00 \text{ (YDKT)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{1t} = 9.40 + 1.0 \times 251.92 = 261.32 \text{ kN}$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 \times 0.8 \times E \times I}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.8 \times 200000 \times 14900(10^4)}{(1750)^2} 10^{-3} = 76829.83 \text{ kN}$$

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve tek eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri negatif işaretli olacak şekilde,

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \times \left(-\frac{0}{9.72}\right) = 0.60$$

$$B_{1x} = \frac{0.60}{1 - \frac{1.0 \times 261.32}{76829.83}} = 0.602 < 1.0 \text{ olduğundan dolayı}$$

$$B_{1x} = 1.0 \text{ olarak kabul edilir.}$$

Buna göre söz konusu kiriş için, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli eksenel kuvvet dayanımı,

$$P_r = P_{nt} + B_{1x} P_{1t} = 9.40 + 1.0 \times 251.92 = 261.32 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{1t} = 1.0 \times 9.72 + 1.0 \times 380.76 = 390.48 \text{ kNm} \quad \text{olarak hesaplanır.}$$

5.5.2.2 Enkesit Kontrolü

Bağ kirişi dışında kalan kısım, bağ kirişi ile sürekli olarak aynı profilden oluştuğundan dolayı, bağ kirişi hesaplarında gösterildiği üzere HE260B profil enkesiti yüksek süneklik koşullarını sağlamaktadır.

5.5.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Destek noktaları arasındaki L_b uzaklığının, süneklik düzeyi yüksek elemanlar olarak tasarlanan kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \leq 0.086 i_y \frac{E}{F_y} \text{ koşulunu sağlaması gerekmektedir.}$$

$$L_b = 1.750 \text{ m} \leq 0.086 \times (65.80) \times \frac{200000}{275} 10^{-3} = 4.115 \text{ m} \quad \text{olduğundan belirtilen koşul sağlanmaktadır.}$$

Kirişin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi,

$$L_b = 1750 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{R_y \times F_y}} = 1.76 \times 65.80 \sqrt{\frac{200000}{1.3 \times 275}} = 2739.15 \text{ mm}$$

olduğundan, kat kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımını enkesit plastik eğilme momenti dayanımı belirleyecektir.

$$M_n = M_p = R_y F_y W_{px} = 1.3 \times 275 \times 1280 (10^{-3}) = 457.60 \text{ kNm}$$

Buna göre, tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dx}

$$M_{dx} = \phi_b M_{nx} = 0.90 \times (457.60) = 411.84 \text{ kNm} \text{ değerini almaktadır.}$$

Tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi

Kuvvetli eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = 1.0$$

$$\frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{1.0 \times 1750}{112} = 15.63 < 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{1.3 \times 275}} = 111.40 \quad \text{olduğundan}$$

dolayı kritik burkulma gerilmesi, F_{crx} , aşağıdaki bağıntı ile elde edilecektir.

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{R_y F_y}{F_{ex}}} \right] R_y F_y$$

Elastik burkulma gerilmesi, F_{ex} ,

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(15.63)^2} = 8085.18 \text{ MPa}$$

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{1.3 \times 275}{8085.18}} \right] \times 275 = 269.96 \text{ MPa}$$

Zayıf eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_y = 1.0$$

$$\frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1.0 \times 1750}{65.80} = 26.60 < 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{1.3 \times 275}} = 111.40 \quad \text{olduğundan}$$

dolayı kritik burkulma gerilmesi, F_{cry} , aşağıdaki bağıntı ile elde edilecektir.

$$F_{cry} = \left[0.658^{\frac{R_y F_y}{F_{ey}}} \right] R_y F_y$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(26.60)^2} = 2790.65 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = \left[0.658^{\frac{1.3 \times 275}{2790.65}} \right] \times 275 = 260.64 \text{ MPa}$$

Kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \min[269.96 ; 260.64] = 260.64 \text{ N/mm}^2$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 11800 \text{ mm}^2 \times 260.64 \text{ N/mm}^2 = 3075.59 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi \times P_n = 0.90 \times (3075.59) = 2768.03 \text{ kN}$$

Bileşik etkiler altında dayanım kontrolü

Artırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli eksenel kuvvet dayanımı daha önce bulunduğu üzere,

$$P_u = 261.32 \text{ kN}$$

$$M_u = 390.48 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilmektedir.}$$

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{261.32}{2768.03} = 0.094 < 0.20 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{P_u}{2 P_d} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{dx}} + \frac{M_{uy}}{M_{dy}} \right) = \frac{261.32}{2 (2768.03)} + \frac{390.48}{457.60} = 0.901 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

Kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi,

Çift simetri eksenli I-Enkesitte,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{177}{10.00} = 17.70 \leq 2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41 \text{ olduğundan,}$$

$\phi_v = 1.0(YDKT)$ ve $C_{v1} = 1.0$ olarak kabul edilecektir.

$$V_n = 0.6 \times 1.3 \times 275 \times (177 \times 10.00) \times 1.0 (10^{-3}) = 379.67 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı, V_d ,

$$V_d = \phi_v \times V_n$$

$$V_d = 1.0 \times 379.67 \text{ kN} = 379.67 \text{ kN}$$

$1.505 G + Q + 0.2 S + E_d^{(X)} + 0.3 E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u ,

$$V_u = 16.63 + 227.04 = 243.67 \text{ kN}$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımını kontrolü;

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{243.67 \text{ kN}}{379.67 \text{ kN}} = 0.642 \leq 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.6 Çaprazların Boyutlandırılması

Söz konusu çaprazlar için gerekli dayanımlar, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerinin gözönüne alınması suretiyle, deprem etkilerini içeren,

$$(1a) 1.505 G + Q + 0.2 S \pm E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

$$(2a) 0.595 G \pm E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)}$$

yük birleşimlerindeki yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25 R_y$ katı ile büyütülerek elde edilecektir.

İlk altı kat için düşey çapraz olarak seçilen CHS193.7*12.5 profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

$$\begin{array}{lll}
I_x = I_y = 2934 \text{ cm}^4 & D = 193.7 \text{ mm} & i_x = i_y = 64.20 \text{ mm} \\
W_{ex} = 303 \text{ cm}^3 & t = 12.5 \text{ mm} & J = 5869 \text{ cm}^4 \\
W_{px} = 411 \text{ cm}^3 & A = 7120 \text{ mm}^2 &
\end{array}$$

Yedinci kat ile onuncu katlar arası düşey çapraz olarak seçilen CHS193.7*10.0 profili enkesit özellikleri aşağıda verilmiştir;

$$\begin{array}{lll}
I_x = I_y = 2442 \text{ cm}^4 & D = 193.7 \text{ mm} & i_x = i_y = 65.00 \text{ mm} \\
W_{ex} = 252 \text{ cm}^3 & t = 10.0 \text{ mm} & J = 4883 \text{ cm}^4 \\
W_{px} = 338 \text{ cm}^3 & A = 5770 \text{ mm}^2 &
\end{array}$$

5.6.1 Birinci kat C/8-9 aksları arası düşey çaprazların tasarımı

Bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 475.53 \text{ kN}$ ve yukarıda verilen yük birleşimlerinde yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti $V_E = 170.67 \text{ kN}$ olmak üzere,

Kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler,

$$\frac{1.25 \times R_y \times V_n}{V_E} = \frac{1.25 \times 1.3 \times 475.53}{170.67} = 4.52 \text{ katsayısı ile arttırılacaktır.}$$

Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranını ifade eden R_y değeri S275 yapı çeliği için yönetmelikte 1.3 olarak verilmiştir.

Düşey yükler $(1.505 G + Q + 0.2 S)$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre çapraz elemanda oluşan normal kuvvet,

$$P_{ntx} = 44.18 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

Yatay yükler $(+E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre çapraz elemanda oluşan normal kuvvet değeri,

$$P_E = 267.34 \text{ kN} \quad P_{1t} = 267.34 \text{ kN} \times 4.52 = 1208.38 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanır.}$$

5.6.1.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Çaprazların boyutlandırılmasında bağ kirişinin plastikleşmesine karşı gelen arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından $(P - \Delta)$ etkilerinin hesaba katılmasına gerek kalmamaktadır.

$$B_{2x} = 1.00$$

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki (P-δ) etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısının hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Desteklenen noktalar arasında kalan çapraz uzunluğu, $L_b = 4.370 \text{ m}$ olarak hesaba katılacaktır.

YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan ikinci mertebe etkilerini içeren gerekli eksenel kuvvet dayanımı, P_r ,

$$P_r = P_{nt} + P_{1t} = 44.18 + 1.0 \times 1208.38 = 1252.56 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Elemanın eğilme düzlemi içindeki elastik kritik burkulma dayanımı, P_{e1} ,

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x^*}{(K_{1y} \times L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.80 \times 200000 \times 2934 \times 10^4}{(1.0 \times 4370)^2} (10^{-3}) = 2426.15 \text{ kN}$$

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri pozitif işaretli olacak şekilde,

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \times 0 = 0.600 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\alpha \times P_r}{P_{e1}}} = \frac{0.600}{1 - \frac{1.0 \times 1252.56}{2426.15}} = 1.24 > 1.0$$

Bu durumda söz konusu düşey çapraz için yönetelik uyarınca, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli normal kuvvet dayanımı,

$$P_r = B_{1x} \times P_{ntx,1} + B_{2x} \times P_{1t,1} = 1.24 \times (44.18) + 1.00 \times (1208.38)$$

$$P_r = 1263.16 \text{ kNm}$$

5.6.1.2 Enkesit Kontrolü

Boru enkesitli elemanın narinlik oranı aşağıda verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır.

Buna göre,

$$\lambda_{hd} = 0.38 \times \frac{E}{F_y} = 0.038 \times \frac{200000}{275} = 27.64$$

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{193.7}{12.5} = 15.50 \leq 27.64 \quad (\text{Uygun})$$

Düşey çapraz eleman için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.6.1.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Çaprazın tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi,

X ve Y Eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = K_y = 1.0$$

$$\frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1.0 \times 4370}{64.20} = 68.07 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

(X) ve (Y) eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_{ex}, F_{ey}

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(68.07)^2} = 426.01 \text{ MPa}$$

Kritik burkulma gerilmesi, F_{crx} ,

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_{ex}}} \right] F_y = \left[0.658^{\frac{275}{426.01}} \right] \times 275 = 209.89 \text{ MPa}$$

$$P_n = A_g \times F_{cry} = 7120 \text{ mm}^2 \times 209.89 \text{ N/mm}^2 = 1494.42 \text{ kN}$$

Eksenel basınç kuvveti etkisinde, dayanım kontrolü,

$$P_d = \phi \times P_n = 0.90 \times (1494.42) = 1344.98 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{1263.16 \text{ kN}}{1344.98 \text{ kN}} = 0.939 < 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.6.2 Yedinci kat C/8-9 aksları arası düşey çaprazların tasarımı

Bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 371.25 \text{ kN}$ ve yukarıda verilen yük birleşimlerinde yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti $V_E = 97.85 \text{ kN}$ olmak üzere,

Kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler,

$$\frac{1.25 \times R_y \times V_n}{V_E} = \frac{1.25 \times 1.3 \times 371.25}{97.85} = 6.17 \text{ katsayısı ile arttırılacaktır.}$$

Düşey yükler ($1.505 G + Q + 0.2 S$) etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre çapraz elemanda oluşan normal kuvvet,

$$P_{ntx} = 30.39 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

Yatay yükler $(+E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)})$ etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre çapraz elemanda oluşan normal kuvvet değeri,

$$P_E = 152.64 \text{ kN} \quad P_{1t} = 152.64 \text{ kN} \times 6.17 = 941.79 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanır.}$$

5.6.2.1 Genel analiz yöntemi gereği B_1 ve B_2 katsayılarının hesabı

Çaprazların boyutlandırılmasında bağ kirişinin plastikleşmesine karşı gelen arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından $(P - \Delta)$ etkilerinin hesaba katılmasına gerek kalmamaktadır.

$$B_{2x} = 1.00$$

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemin elemanlarındaki $(P-\delta)$ etkilerini göz önüne alan B_1 katsayısının hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Desteklenen noktalar arasında kalan çapraz uzunluğu, $L_b = 4.370 \text{ m}$ olarak hesaba katılacaktır.

YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan ikinci mertebe etkilerini içeren gerekli eksenel kuvvet dayanımı, P_r ,

$$P_r = P_{nt} + P_{1t} = 30.39 + 1.0 \times 941.79 = 972.18 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

Elemanın eğilme düzlemi içindeki elastik kritik burkulma dayanımı, P_{e1} ,

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x^*}{(K_{1y} \times L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.80 \times 200000 \times 2442 \times 10^4}{(1.0 \times 4370)^2} (10^{-3}) = 2019.31 \text{ kN}$$

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı C_m , $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumunda (M_1 / M_2) değeri pozitif işaretli olacak şekilde,

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \times 0 = 0.600 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\alpha \times P_r}{P_{e1}}} = \frac{0.600}{1 - \frac{1.0 \times 972.18}{2019.31}} = 1.16 > 1.0$$

Bu durumda söz konusu düşey çapraz için yönetelik uyarınca, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli normal kuvvet dayanımı,

$$P_r = B_{1x} \times P_{ntx,1} + B_{2x} \times P_{1tx,1} = 1.16 \times (30.39) + 1.00 \times (941.79)$$

$$P_r = 977.04 \text{ kNm}$$

5.6.2.2 Enkesit Kontrolü

Boru enkesitli elemanın narinlik oranı aşağıda verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır.

Buna göre,

$$\lambda_{hd} = 0.38 \times \frac{E}{F_y} = 0.038 \times \frac{200000}{275} = 27.64$$

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{193.7}{10.0} = 19.37 \leq 27.64 \quad (\text{Uygun})$$

Düşey çapraz eleman için hesaplanan narinlik değerleri süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen sınır koşulları sağlamaktadır.

5.6.2.3 Tasarım dayanımı kontrolü

Çaprazın tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi,

X ve Y Eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = K_y = 1.0$$

$$\frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1.0 \times 4370}{65.00} = 67.23 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

(X) ve (Y) eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_{ex} , F_{ey}

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(67.23)^2} = 436.72 \text{ MPa}$$

Kritik burkulma gerilmesi, F_{crx} ,

$$F_{crx} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_{ex}}} \right] F_y = \left[0.658^{\frac{275}{436.72}} \right] \times 275 = 211.29 \text{ MPa}$$

$$P_n = A_g \times F_{cry} = 5770 \text{ mm}^2 \times 211.29 \text{ N/mm}^2 = 1219.12 \text{ kN}$$

Eksenlen basınç kuvveti etkisinde, dayanım kontrolü,

$$P_d = \phi \times P_n = 0.90 \times (1219.12) = 1097.21 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{977.04 \text{ kN}}{1097.21 \text{ kN}} = 0.890 < 1.0 \quad (\text{Uygun})$$

5.7 Radye Temelin Boyutlandırılması

Temel tipi olarak 100 cm yüksekliğinde $56m \times 15.40m$ boyutlarında radye temel sistemi tercih edilmiştir. Temelin yüzeyde yapılması durumunda, kenar bölgelerde pozitif gerilme değerlerinin bulunduğu yani kalkmaların olduğu görülmüş ve bu nedenle temel, yüzeyden itibaren 2 m derinliğe yerleştirilmiştir.

Sap2000 bilgisayar programında çelik yapı ile birlikte modellenen radye temel, üzerindeki yükler ile birlikte Safe programına aktarılarak gerilme ve dayanım kontrolleri yapılmıştır. Temel altına, sadece basınca çalışan yaylar atanmış ve yay katsayıları, $k_v = 20000 \text{ kN/m}^3$ olarak programa girilmiştir.

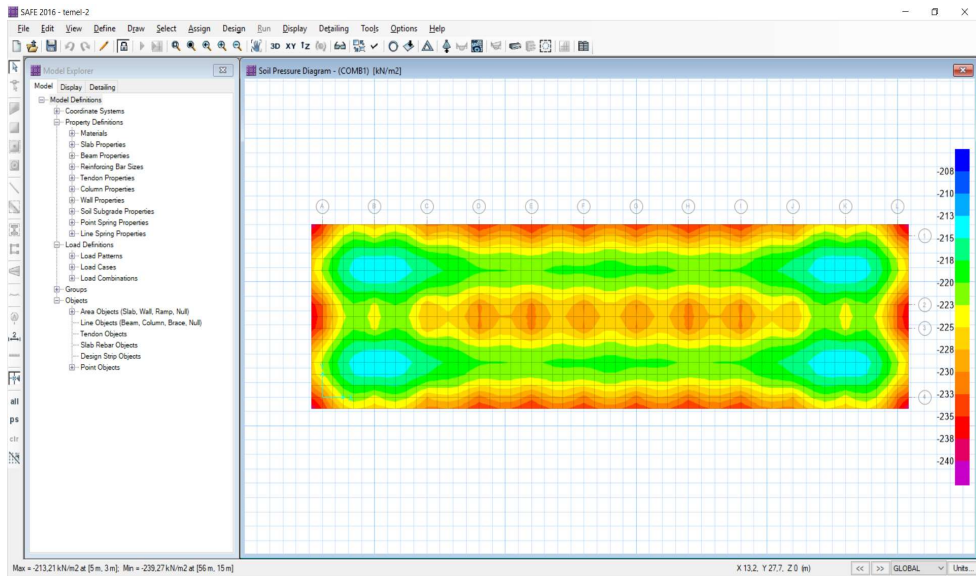
Öncelikli olarak zemin gerilmeleri incelenecek ve gerilmelerin sınır durumları sağladığı gösterilerek donatı hesaplarına geçilecektir.

5.7.1 Zemin gerilmesi kontrolleri

Arttırılmış düşey yükler ve deprem yükleri altında her iki doğrultuda maksimum ve minimum zemin gerilmeleri incelenecektir. Yapının bulunduğu lokasyon için yerel zemin sınıfı “ZC” olarak varsayılmış ve zemin taşıma gücü, $q_t = 300 \text{ kN/m}^2$, düşey yatak katsayısı, $k_v = 20000 \text{ kN/m}^3$ olarak kabul edilmiştir.

(1.4 G + 1.6 Q) yük birleşimi için zemin gerilmesi Şekil 5.22’de görüldüğü üzere, $\sigma_{max} = -239.27 \text{ kN/m}^2$ olarak bulunmuştur.

$$\sigma_{max} = 239.27 \text{ kN/m}^2 < 300.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Uygun})$$

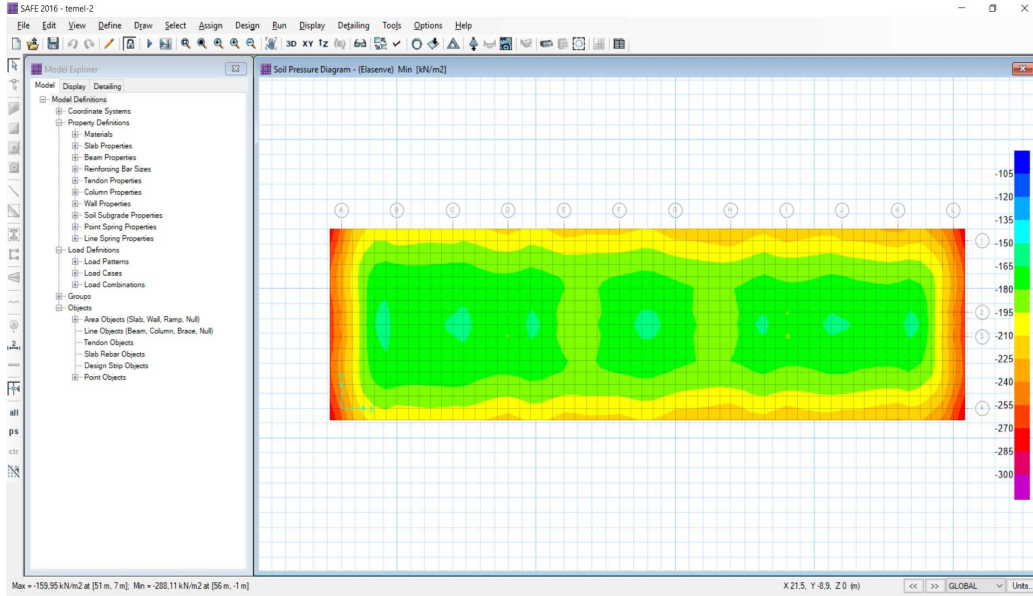


Şekil 5.22: 1.4 G + 1.6 Q yüklemesi için zemin gerilmesi diyagramı (kN/m²)

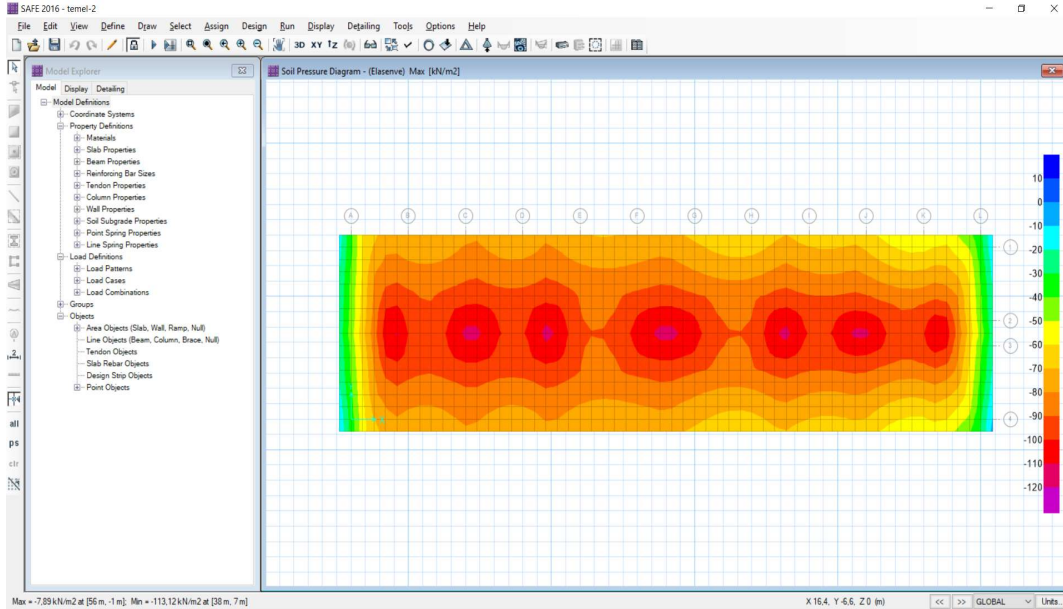
Deprem yük birleşimleri için maksimum zemin gerilmesi Şekil 5.23’de görüldüğü üzere, $\sigma_{max} = 288.11 \text{ kN/m}^2$ olarak bulunmuştur. Ayrıca minimum zemin gerilmesi $\sigma_{min} = 7.89 \text{ kN/m}^2$ (basınç) olarak hesaplanmıştır.

$$\sigma_{max} = 288.11 \text{ kN/m}^2 < 300.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_{min} = 7.89 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Uygun})$$



Şekil 5.23: Deprem yüklemeleri için maksimum zemin gerilmesi diyagramı (kN/m²)



Şekil 5.24: Deprem yüklemeleri için minimum zemin gerilmesi diyagramı (kN/m²)

5.7.2 Tasarım dayanımı kontrolleri

TS500 gereğince, öncelikle minimum eğilme donatısı ve kesme donatısı belirlenecektir. Bu donatılarla elde edilen eleman dayanımları, hesaplardan elde edilen tasarım kuvvetleriyle karşılaştırılacaktır. Sonuçlara göre ya minimum donatılar değiştirilecek ya da ilave donatı yerleştirilerek tasarım kuvvetleri karşılanacaktır.

Temel eğilme momenti dayanımı ve eğilme donatısı hesabı;

Temel donatısı, her bir doğrultuda 0.0015 den az olmamak koşuluyla, iki doğrultuda toplam olarak 0.0035'den az olamaz. 100 cm yüksekliğinde radye temel için minimum donatı alanı ve öngörülen minimum donatı,

$$A_{s,min} = 0.00175 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 17.50 \text{ cm}^2$$

Öngörülen minimum donatı $\Phi 22/20 \text{ cm} = 19 \text{ cm}^2$ olarak hesaplanır.

Bu donatı temel plağının her yerinde olması gereken minimum donatıdır. Bu donatıya karşı gelen minimum tasarım kuvveti hesaplanacaktır.

$$\text{C35 beton sınıfı için, } k_1 = 0.85 - 0.006(f_{ck} - 25) = 0.85 - 0.006(35 - 25)$$

$$k_1 = 0.79$$

$$a = k_1 \times c = 0.79c ; C_s = T_s$$

$$0.85 \times f_{cd} \times b \times a = A_s \times f_{yd}$$

$$a = \frac{A_s}{b} \times \frac{f_{yd}}{0.85 \times f_{cd}} = \frac{19 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} \times \frac{365 \text{ MPa}}{0.85 \times 23.3 \text{ MPa}} = 3.502 \text{ cm}$$

$$M_{d,min} = A_{s,min} \times f_{yd} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{d,min} = 19 \text{ cm}^2 \times 36.5 \text{ kN/cm}^2 \left(0.95 \text{ m} - \frac{0.03502}{2} \right) = 646.68 \text{ kNm}$$

Temel plağı için (X) ve (Y) doğrultularında gerekli tasarım momenti grafikleri Şekil 5.25, Şekil 5.26, Şekil 5.27 ve Şekil 5.28'de gösterilmiştir.

Açıklık bölgelerinde gözönüne alınan eğilme momenti değerleri için öngörülen minimum donatılar yeterlidir. Kolon altlarında çerçeve içine alınan bölgelerde maksimum tasarım eğilme momenti M11 için $M_d = 1331.09 \text{ kNm}$, M22 için $M_d = 903.84 \text{ kNm}$ olarak bulunmuştur. Bu bölgeler için yerleştirilmesi gereken ilave donatı hesapları aşağıda gösterilmektedir.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{0.85 \times f_{cd} \times b}} = 0.95 - \sqrt{0.95^2 - \frac{2 \times 1331.09 \text{ kNm}}{0.85 \times 23300 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m}}}$$

$$a = 0.073 \text{ m}$$

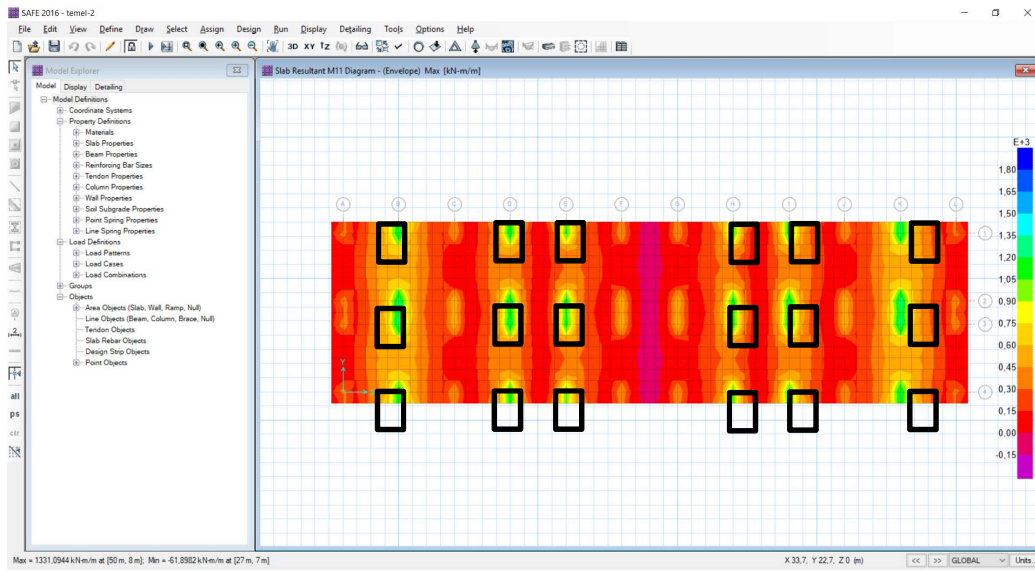
$$A_s = \frac{M_d}{F_{yd} \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{1331.09 \text{ kNm}}{36.5 \text{ kN/cm}^2 \left(0.95 \text{ m} - \frac{0.073 \text{ m}}{2} \right)} = 39.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mevcut Donatı} : \Phi 22/20 \text{ cm} = 19.00 \text{ cm}^2$$

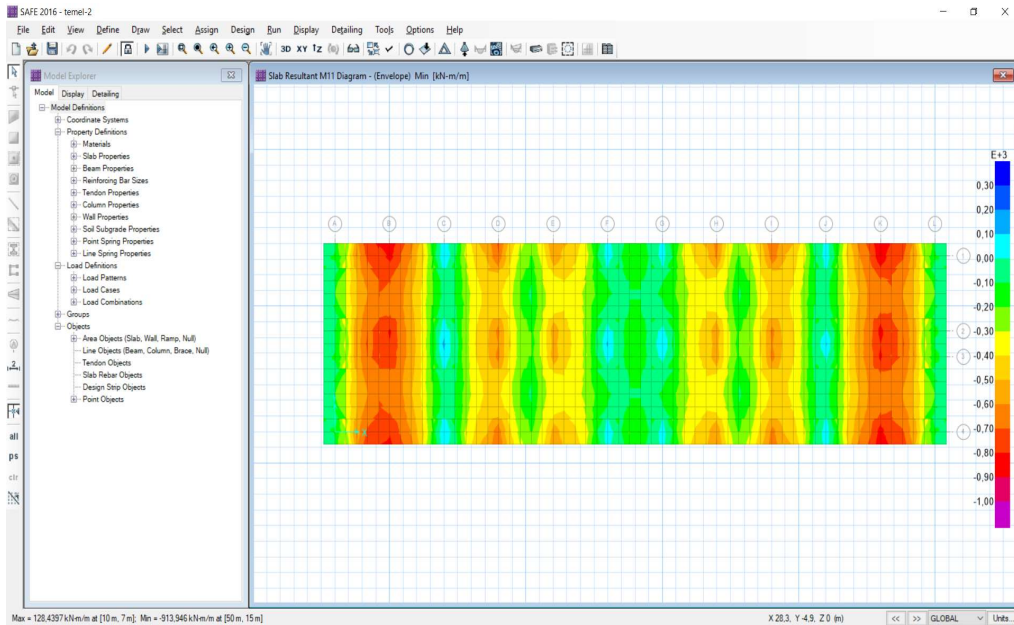
$$\text{İlave Donatı} : \Phi 26/20 \text{ cm} = 26.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Toplam Donatı} : \Phi 22/20 \text{ cm} + \Phi 26/20 \text{ cm}$$

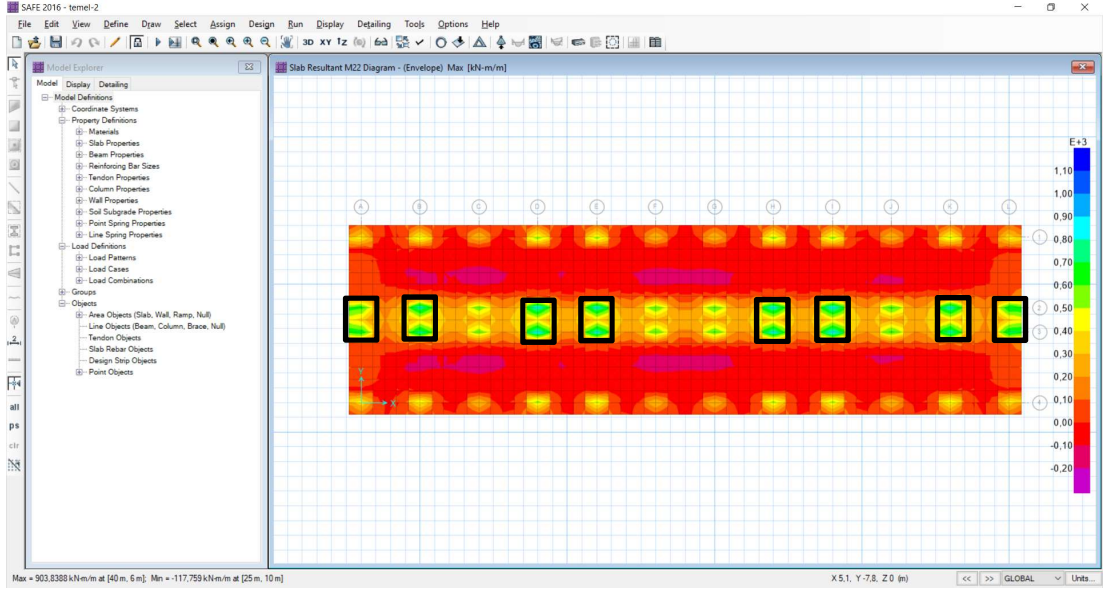
$$\text{Toplam Donatı} = 19 \text{ cm}^2 + 26.53 \text{ cm}^2 = 45.53 \text{ cm}^2 \geq 39.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$



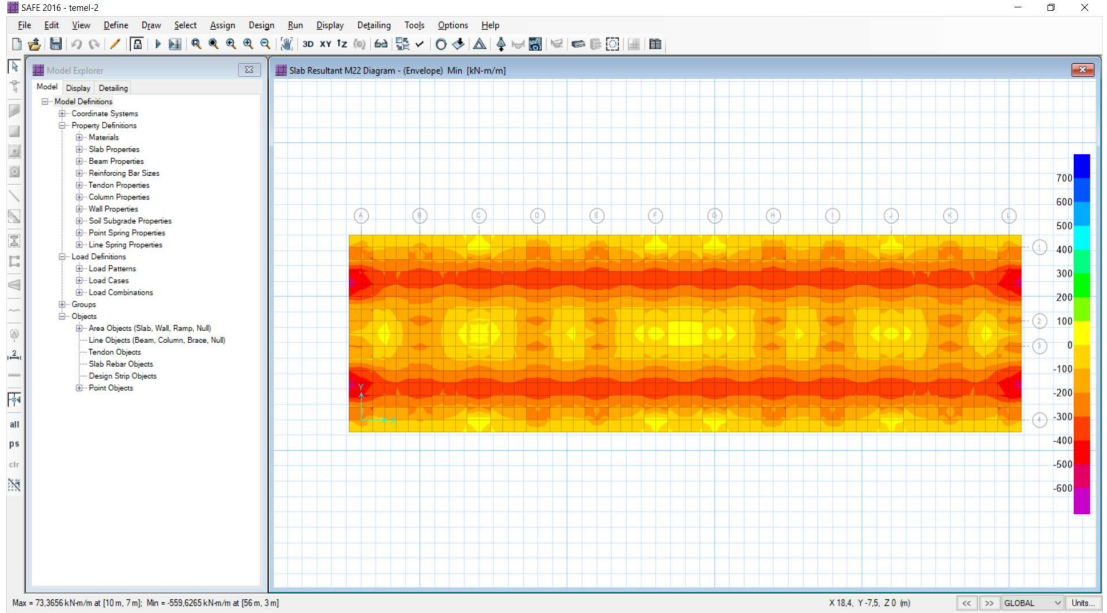
Şekil 5.25: Temel M11 maksimum eğilme momenti diyagramı (kNm)



Şekil 5.26: Temel M11 minimum eğilme momenti diyagramı (kNm)



Şekil 5.27: Temel M22 maksimum eğilme momenti diyagramı (kNm).



Şekil 5.28: Temel M22 minimum eğilme momenti diyagramı (kNm).

Temel kesme kuvveti dayanımı ve kesme donatısı hesabı;

Radye temel için öncelikle minimum bir sehpa donatısı yerleşiminden elde edilecek kesme kuvveti kapasitesi hesaplanacak ve gerekli bölgelere ilave olarak kayma donatısı yerleştirilecektir.

Φ20 çaplı sehpa donatıları her iki yönde 160 cm ara ile yerleştirilmiştir. Buna göre temelin kesme kuvveti dayanımı hesabı aşağıda gösterilmektedir.

$$V_r = V_c + V_w$$

$$V_c = 0.8 \times V_{cr}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{cr} = 0.65 \times 1380 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \times 0.95 \text{ m} = 852.15 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 \times 852.15 \text{ kN} = 681.72 \text{ kN}$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{3.14 \text{ cm}^2 \times 2}{1.6 \text{ m}} \times 36.5 \text{ kN/cm}^2 \times 0.95 \text{ m} = 136.10 \text{ kN}$$

$$V_r = 681.72 \text{ kN} + 136.10 \text{ kN} = 817.82 \text{ kN}$$

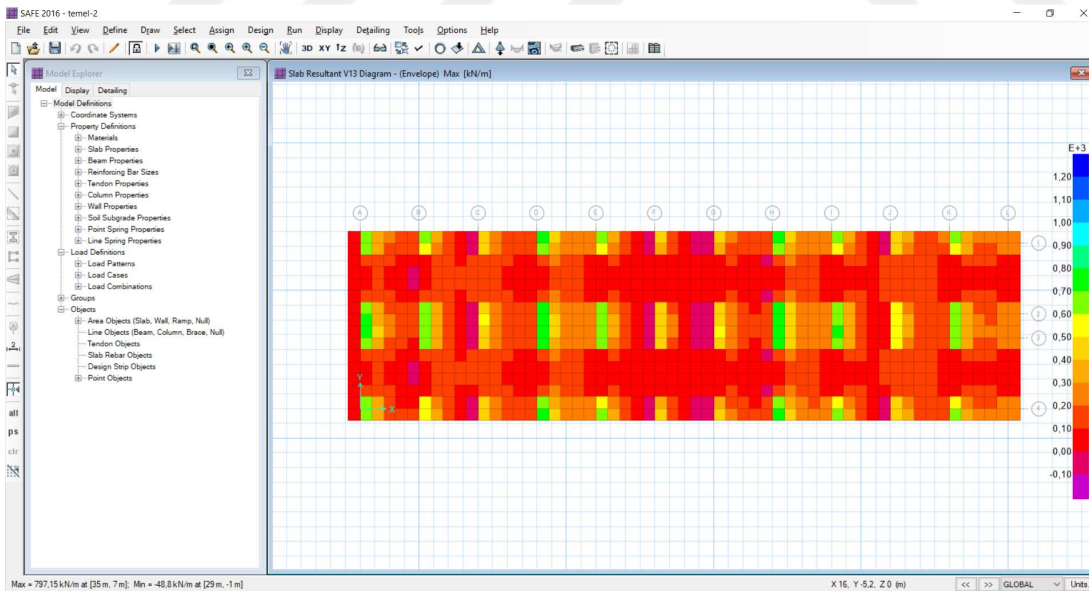
Temel analizi sonucu elde edilen V13 ve V23 kesme kuvveti diyagramları sırasıyla Şekil 5.29 ve 5.30'da verilmiştir. Diyagramlardan da görüleceği üzere,

V13 için maksimum kesme kuvveti $V_d = 797.15 \text{ kN}$,

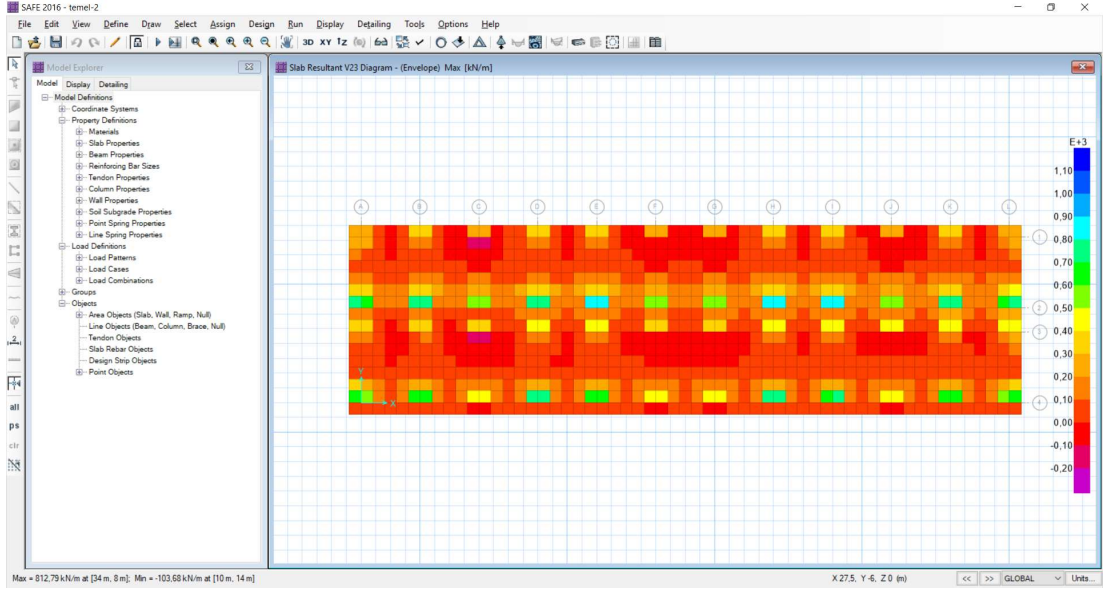
V23 için maksimum kesme kuvveti $V_d = 812.79 \text{ kN}$ olarak bulunur.

$$V_r = 817.82 \text{ kN} > 812.79 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Temel betonunun sehpa donatısı ile beraber sağladığı tasarım kesme kuvveti, gereken kesme kuvvetinden daha büyük olduğu için ek kayma donatısına ihtiyaç bulunmamaktadır.



Şekil 5.29: Temel V13 kesme kuvveti diyagramı (kN).



Şekil 5.30: Temel V23 kesme kuvveti diyagramı (kN).

Analiz sonucu elde edilen kayma gerilmesi değerinin bağıntı 5.25'i sağlaması gerekmektedir. V_{pd} , birim genişlik için hesaplanan kesme kuvvetidir.

$$\tau_{pd} = \frac{V_{pd}}{d} \leq f_{ctd} \quad (5.25)$$

$$\tau_{pd} = \frac{812.79 \text{ kN/m}}{0.95 \text{ m}} = 855.57 \text{ kN/m}^2 \leq f_{ctd} = 1380 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Uygun})$$

5.7.3 Zımbalama kontrolü

Öncelikle zımbalama bölgesi için gerekli boyutlar belirlenmelidir. Çelik kolonların temel ile bağlantısı $700 \text{ mm} \times 1060 \text{ mm}$ boyutlarındaki plakalar ile sağlanmaktadır. Betonarme kolon başlıklarının boyutları $100 \text{ cm} \times 140 \text{ cm}$, temel üstünden itibaren yüksekliği 100 cm 'dir. Ayrıca radye temel yüksekliği de 100 cm 'dir. Zımbalama için temelde 45 derece açıyla konik şekilde kopma olabileceği düşünülerek zımbalama bölgesi için boyutlar aşağıdaki şekilde kabul edilmiştir.

$$b_1 = 1.00 \text{ m} + 1.00 \text{ m} = 2.00 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.40 \text{ m} + 1.00 \text{ m} = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Temel + Betonarme kolon yüksekliği, } d = 1.95 \text{ m}$$

Zımbalama çevresi u_p 'nin, faydalı yükseklik d ile çarpılmasıyla elde edilen alan, A_z ,

$$A_z = 2(b_1 + b_2) \times d = 2(2.00 \text{ m} + 2.40 \text{ m}) \times 1.95 \text{ m} = 17.16 \text{ m}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

A_z alanını oluşturan yüzeylerin polar atalet ve ikinci momentlerinin toplamı, J ,

$$\frac{J_y}{c} = \frac{b_1 \times d(b_1 + 3b_2) + d^3}{3} = \frac{2.00 \times 1.95(2.00 + 3 \times 2.40) + 1.95^3}{3} = 88.68 \text{ olarak bulunur.}$$

Zımbalama (kayma) gerilmeleri bağıntı 5.26 ile hesaplanacaktır.

$$\tau_{pd} = \frac{V_d}{A_z} + \frac{\gamma_v \times D \times M_d \times c}{J} \quad (5.26)$$

$$\gamma_v = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{2.00/2.40}} = 0.622$$

Maksimum basınç kuvvetlerini bulunduğu A-8 aksında düşey yükler ve deprem yükleri altında basınç kuvvetleri ve eğilme momentleri aşağıdaki şekilde bulunmuştur.

Düşey yükler $(1.505 G + Q + 0.2 S)$ etkisinde;

$$V_{nt} = 2034.50 \text{ kN}, \quad M_{nty} = 25.68 \text{ kN}$$

Yatay yükler $(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ etkisinde;

$$V_{1t} = 1281.92 \text{ kN} \quad M_{nty} = 91.96 \text{ kN}$$

Zımbalama hesabı için gerekli kuvvet ve eğilme momenti,

$$V_d = 2034.50 \text{ kN} + 3.0 \times 1281.92 \text{ kN} = 5880.26 \text{ kN}$$

$$M_d = 25.68 \text{ kNm} + 3.0 \times 91.96 \text{ kNm} = 301.56 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

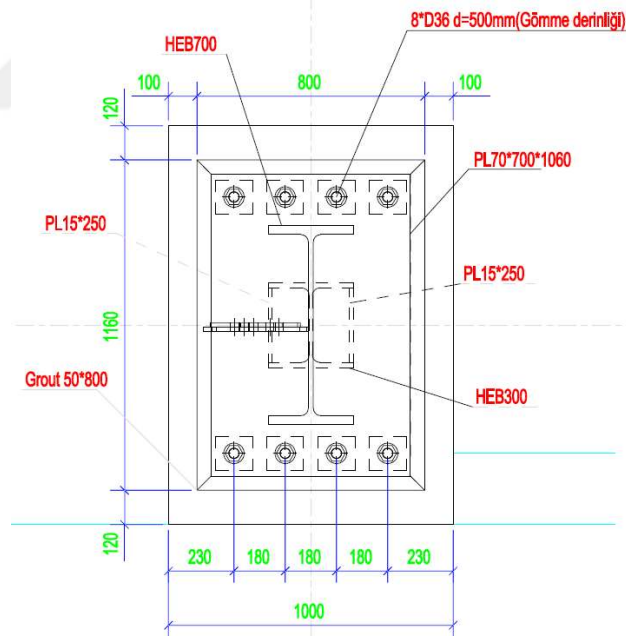
$$\tau_{pd} = \frac{5880.26 \text{ kN}}{15.60 \text{ m}^2} + \frac{0.622 \times 301.56}{88.68} = 379.06 \text{ kN/m}^2 \leq f_{ctd} = 1380 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Uygun})$$

6. BİRLEŞİM DETAYLARININ BOYUTLANDIRILMASI

6.1 Kolonların Temele Bağlantı Detayının Tasarımı

Bina taşıyıcı sisteminin HE700B kolonunun temel bağlantı detayları boyutlandırılacaktır.

Ankraj çubuğu için çekme dayanımı, $F_u = 600 \text{ N/mm}^2$, akma dayanımı, $F_y = 480 \text{ N/mm}^2$ olan 6.8 malzeme sınıfı seçilmiştir. Beton sınıfı C35, taban levhası için yapısal çelik sınıfı S355'dir. Taban levhası boyutlarının $75 \times 700 \times 1060 \text{ mm}$ olması ve 2×4 adet M27-5.6 ankraj çubuğu kullanılması ve kesme kuvvetini aktarmak için $15 \times 262 \text{ mm}$ boyutlarında 2 adet levha ile takviye edilen HE300B kayma elemanı kullanılması öngörülmektedir.



Şekil 6.1: Temel bağlantı detayı.

Temel bağlantı detayının boyutlandırılmasında gerekli dayanımlar, dayanım fazlalığı katsayısı D ile büyütülen deprem etkilerini içeren,

$$(a) 1.505 G + Q + 0.2 S \pm D \times (0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)})$$

$$(b) 0.595 G \pm D \times (0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)})$$

yük birleşimleri için hesaplanacaktır.

+%5 dışmerkezliğin dikkate alındığı, $1.505 G + Q + 0.2 S + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi için, basınç etkisinin büyük olduğu bir kolon taban kesitindeki gerekli eksenel kuvvet dayanımı ve kolon enkesiti eksen takımına göre gerekli eğilme momenti ve kesme kuvveti dayanımları,

$$P_u = P_{nt} + D \times B_2 \times P_{It} = 2034.50 + 3 \times 1.048 \times 709.77 = 4266.02 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = B_{1y} \times M_{nty} + D \times B_{2y} \times M_{It y}$$

$$M_{uy} = 1.0 \times 25.68 + 3 \times 1.048 \times 330.08 = 1063.45 \text{ kNm}$$

$$V_{uy} = V_{nty} + D \times V_{1ty} = 23.21 + 3 \times 67.07 = 226.89 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

+%5 dışmerkezliğin dikkate alındığı, $0.595 G + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi için ise çekme etkisinin büyük olduğu bir kolon taban kesitinde,

$$P_u = P_{nt} + D \times B_2 \times P_{It} = 632.17 + 3 \times 1.048 \times (-295) = -295.31 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = B_{1y} \times M_{nty} + D \times B_{2y} \times M_{It y}$$

$$M_{uy} = 1.0 \times 5.36 + 3 \times 1.048 \times 377.75 = 1193.01 \text{ kNm}$$

$$V_{uy} = V_{nty} + D \times V_{1ty} = 5.09 + 3 \times 94.18 = 207.73 \text{ kN olarak elde edilir.}$$

Boyutlandırma için kullanılacak gerekli kesme kuvveti ve eğilme momenti dayanımlarının, akma(mekanizma) durumu ile uyumlu olması gerekir. Buna göre gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u , esas alınan deprem doğrultusuna paralel olan kolon enkesiti eksenine göre,

$$V_{uy} = \frac{\sum M_{pcx}}{H_c}$$

$$V_{uy} = \frac{2(F_y)W_{px}}{4.0} = \frac{2(355)(8320)10^3}{4.0} 10^{-6} = 1476.80 \text{ kN} > 226.89 \text{ kN}$$

olduğundan gerekli kesme kuvveti dayanımı $V_{uy} = 1476.80 \text{ kN}$ olarak kabul edilecektir.

Gerekli eğilme momenti dayanımı, M_u , esas alınan deprem doğrultusuna dik olan kolon enkesiti eksenine göre,

$M_{uy} = 1.1 \times R_y \times F_y \times W_{px}$ ile hesaplanan eğilme momenti dayanımını aşmamalıdır.

$$M_{uy} = 1.1 \times 1.25 \times 355 \times (8320 \times 10^3) \times 10^{-6} = 4061.20 \text{ kNm}$$

$M_{uy} = 4061.20 \text{ kNm} > 1063.45 \text{ kNm}$ ve $M_{uy} = 4061.20 \text{ kNm} > 1044.98 \text{ kNm}$ olduğundan gerekli eğilme momenti dayanımı,

$1.505 G + Q + 0.2 S \pm D \times (0.3 E_d^{(X)} \pm E_d^{(Y)})$ yük birleşimi için,

$$M_{uy} = 1063.45 \text{ kNm}$$

$0.595 G + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi için,

$$M_{uy} = 1193.01 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

+%5 dışmerkezliğin dikkate alındığı, $1.505 G + Q + 0.2 S + D(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi için tasarım,

$$P_u = 4266.02 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 1063.45 \text{ kNm}$$

$V_{uy} = 1476.80 \text{ kN}$ kuvvet ve momentleri dikkate alınarak yapılacaktır.

Taban levhası için dışmerkezliğin değerlendirilmesi,

$$e = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{1063.45 \text{ kNm}}{4266.02 \text{ kN}} = 0.249 \text{ m} = 249 \text{ mm}$$

Kritik dışmerkezlik, e_{krit} ,

$$e_{krit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \times q_{maks}}$$

Beton yüzeyi ezilme dayanımının kontrolü;

Taban levhası altında en büyük gerilme, q_{maks} , levha genişliği, B olmak üzere,

$$q_{maks} = f_{p(maks)} \times B$$

$$f_{p(maks)} = \phi(0.85 \times f_{ck}) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Taban levhası alanı, A_1 ,

$$A_1 = 0.70 \text{ m} \times 1.06 \text{ m} = 0.742 \text{ m}^2$$

Taban levhası geometrisi ile uyumlu beton alanı, A_2 ,

$$A_2 = 0.80 \text{ m} \times 1.20 \text{ m} = 0.960 \text{ m}^2$$

$$f_{p(maks)} = 0.65 \times 0.85 \times 35 \times (1.14) = 22.05 \text{ MPa}$$

$$q_{maks} = 22.05 \text{ MPa} \times 700 \text{ mm} = 15435 \text{ N/mm}$$

$$e_{krit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{maks}}$$

$$e_{krit} = \frac{1060}{2} - \frac{4266.02 \times 10^3}{2 \times (15435)} = 391.81 \text{ mm}$$

$e = 249 \text{ mm} < e_{krit} = 391.81 \text{ mm}$ olduğundan

Beton yüzeyi için ezilme bölgesi uzunluğu, Y,

$$Y = N - 2e = 1060 \text{ mm} - 2(249 \text{ mm}) = 562 \text{ mm}$$

$$q = \frac{P_u}{Y} = \frac{4266.02 (10)^3 \text{ N}}{562 \text{ mm}} = 7590.78 \text{ N/mm} < 15435 \text{ N/mm} \quad (\text{Uygun})$$

Taban levhası kalınlığının belirlenmesi,

$$m = \frac{N - 0.95 \times d}{2}$$

$$m = \frac{1060 - 0.95(700)}{2} = 197.50 \text{ mm}$$

$$f_p = \frac{P_u}{B \times Y} = \frac{(4266.02)10^3}{700 \times 562} = 10.84 \text{ MPa}$$

$Y = 562 \text{ mm} \geq m = 197.50 \text{ mm}$ olduğundan, konsol boyu m esas alındığında, gerekli minimum taban levhası kalınlığı,

$$t_{p,(grk)} = 1.49 \times m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1.49 \times (197.50) \sqrt{\frac{10.84}{355}} = 51.42 \text{ mm}$$

konsol boyu, n esas alındığında ie, gerekli taban levhası kalınlığı

$$n = \frac{B - 0.8 \times b_f}{2} = \frac{700 - 0.8 \times (300)}{2} = 230 \text{ mm}$$

$$t_{p,(grk)} = 1.49 \times n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1.49 \times (230) \sqrt{\frac{10.84}{355}} = 59.89 \text{ mm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

+%5 dışmerkezliğin dikkate alındığı, $0.595 G + 3(0.3 E_d^{(X)} + E_d^{(Y)})$ yük birleşimi için tasarım,

$$P_u = -295.31 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 1193.01 \text{ kNm}$$

$$V_{uy} = 1476.80 \text{ kN} \text{ kuvvet ve momentleri dikkate alınacaktır..}$$

Beton yüzeyi için ezilme bölgesi uzunluğu, Y,

$$Y = \frac{1060}{4} = 265 \text{ mm} \text{ olarak kabul edilmiştir.}$$

Taban levhası kalınlığının belirlenmesi,

$$f_p = \frac{P_u}{B \times Y} = \frac{(2863.69)10^3}{700 \times 265} = 15.44 \text{ MPa}$$

$Y = 265 \text{ mm} \geq m = 197.50 \text{ mm}$ olduğundan, konsol boyu m esas alındığında, gerekli minimum taban levhası kalınlığı,

$$t_{p,(grk)} = 1.49 \times m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1.49 \times (197.50) \sqrt{\frac{15.44}{355}} = 61.37 \text{ mm}$$

konsol boyu, n esas alındığında ie, gerekli taban levhası kalınlığı,

$$n = \frac{B - 0.8 \times b_f}{2} = \frac{700 - 0.8 \times (300)}{2} = 230 \text{ mm}$$

$$t_{p,(gr)} = 1.49 \times n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1.49 \times (230) \sqrt{\frac{15.44}{355}} = 69.50 \text{ mm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Taban levhasının minimum kalınlığı en elverişsiz durum gözönünde tutularak,

$$t_p = \max(51.42 \text{ mm} ; 59.89 \text{ mm} ; 61.37 \text{ mm} ; 69.50 \text{ mm}) = 69.50 \text{ mm} \quad \text{olmak üzere } t_p = 70 \text{ mm} \text{ olarak belirlenir.}$$

Eğilme momenti ve normal kuvvetten dolayı kolon tabanında oluşan çekme kuvveti,

$$T = \frac{1193.01 - 295.31 \times 0.3975}{(0.450 + 0.3975)} = 1269.17 \text{ kN} \quad C = 1269.17 + 295.31 = 1564.48 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Bir ankraj çubuğunun karşılaması gereken çekme kuvveti,

$$P = \frac{T}{4} = \frac{1269.17 \text{ kN}}{4} = 317.29 \text{ kN} \text{ olarak bulunur.}$$

Ankraj çubuğu çapı d 'nin belirlenmesi;

Ankraj çubuğu çapının $d = 30 \text{ mm}$ olması öngörülmektedir. Malzeme sınıfı 6.8 olarak seçilmiştir.

Kesme kuvvetinin taban levhası altında teşkil edilen kayma elemanı ile aktarılması sağlanacağından, ankraj çubukları sadece çekme etkisi altında boyutlandırılacaktır.

$$F_{nt} = 0.75 \times F_u = 0.75 \times 600 = 450 \text{ MPa}$$

$$\phi B_{nt} \geq T_{u1}$$

$$T_{u1} = 317.29 \text{ kN}$$

$$\phi F_{nt} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \geq T_{u1}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times T_{u1}}{\pi \times \phi F_{nt}}} = \sqrt{\frac{4 \times 317.29 \text{ kN} (10)^3}{\pi \times 0.75 \times 450}} = 19.34$$

Bu durumda ankraj çubuğu çapı başlangıçta öngörüldüğü gibi, $d = 27 \text{ mm}$ olarak seçilmesi uygundur.

Ankraj çubuklarının çekme etkisinde betondan sıyrılarak ayrılmalarının önlenmesi amacıyla, alt uçta ikişer adet somun ile sabitlenen levhalar kullanılacaktır.

Ankraj çubuğu için etkin gömme derinliği, h_e , 400 mm olarak seçilmiştir.

$$h_e = 400 \text{ mm} > 15(24) = 360 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Ankraj çubuğunun gerekli dayanım kontrolleri, çekme bölgesindeki ankraj çubuğu grubunun kopma sınır durumu, çekme bölgesindeki ankraj çubuğu grubunu kapsayan beton kütlenin konik parça halinde kırılarak ayrılması sınır durumu ve çekme etkisindeki ankraj grubunun betondan sıyrılarak ayrılması sınır durumu için gerekli kontroller yapılacaktır.

a) Çekme bölgesindeki ankraj çubuğu grubunun kopma sınır durumu kontrolü

Tasarım çekme dayanımı kontrolü,

$$\phi N_{sa} = \phi \times n \times A_{se,N} \times f_{uta}$$

$$A_{se,N} = 0.75 \frac{\pi d^2}{4} = 429.42 \text{ mm}^2$$

$$f_{uta} = 600 \text{ MPa} \leq \min(1.9 \times F_y; 860) = (1.9 \times 480 = 912; 860) = 860 \text{ MPa}$$

$$\phi N_{sa} = 0.75 \times 4 \times 429.42 \times 600 \times 10^{-3} = 772.95 \text{ kN} > 165.25 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

b) Çekme bölgesindeki ankraj çubuğu grubunu kapsayan beton kütlenin konik parça halinde kırılarak ayrılması sınır durumu kontrolü

Tasarım çekme dayanımı kontrolü,

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \times \Psi_{ec,N} \times \Psi_{ed,N} \times \Psi_{c,N} \times \Psi_{cp,N} \times N_b$$

$$\Psi_{ec,N} = 1.0$$

$$\Psi_{ed,N} = 1.0$$

$$\Psi_{c,N} = 1.0$$

$\Psi_{cp,N} = 1.0$ olarak kabul edilmiştir.

$$A_{Nc} = (2 \times 1.5h_e + s_1 + s_2 + s_3) \times (2 \times 1.5h_e)$$

Betonarme kolon şekline göre konik kırılma için, $h_e = 80$ mm olarak kabul edilecektir.

$$A_{Nc} = (2 \times 1.5 \times 80 + (180 + 180 + 180)) \times (2 \times 1.5 \times 80)$$

$$A_{Nc} = 187200 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9(h_e)^2 = 57600 \text{ mm}^2$$

Ankraj çubuğu etkin gömme derinliği, h_e 'nin, 208 mm ile 635 mm arasında olması dolayısıyla, tek bir ankraj çubuğu için betonun konik parça halinde kırılarak ayrılmasına karşı gelen çekme dayanımı, N_b ,

$$N_b = 3.9 \times \lambda \times \sqrt{f_{ck}} \times h_e^{5/3}$$

$\lambda = 1.0$ (Beton karışımındaki agrega bileşimini dikkate alan düzeltme katsayısı)

$$N_b = 3.9 \times 1.0 \times \sqrt{35} \times (80)^{5/3} \times (10)^{-3} = 34.270 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = \frac{187200}{57600} \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 34.270 \text{ kN} = 111.38 \text{ kN}$$

Taban levhası birleşiminin çekme etkisi altında gevrek bir davranış göstererek göçme sınır durumuna ulaşmasını olabildiğince azaltmak için, ankraj çubuğu ile betonun birlikte belirlediği sınır durumlar için hesaplanan dayanımlar, dayanım azaltma katsayısı 0.40 ile çarpılarak azaltılabilir.

$$0.40 \times (0.75) \times \phi \times N_{cbg} = 0.40 \times 0.75 \times 0.75 \times 111.38 \text{ kN} = 25.06 \text{ kN}$$

$$25.06 \text{ kN} < 165.25 \text{ kN} \quad (\text{Uygun Değil})$$

Bu göçme sınır durumunun önlenmesi amacıyla, ilave donatı yerleştirilmesi gerekmektedir. Yerleştirilecek ilave donatı,

$$A_s = \frac{T_u}{0.75 \times \phi \times f_y} = \frac{165.25 (10)^3}{0.75 \times 0.75 \times 420} = 687 \text{ mm}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

- c) Çekme etkisindeki ankraj grubunun betondan sıyrılarak ayrılması sınır durumu kontrolü

Tasarım çekme dayanımının kontrolü,

$$0.4 \times (0.75) \times \phi \times N_{pn} = 0.4 \times (0.75) \times \phi \times n \times \Psi_{c,p} \times N_p$$

$$\phi = 0.70$$

$$\Psi_{c,p} = 1.0$$

Bir ankraj çubuğunun betondan sıyrılarak ayrılması sınır durumunda karakteristik çekme kuvveti dayanımı, N_p , ankraj çubuğu alt ucundaki levhanın net ezilme yüzey alanı, A_{brg} olmak üzere,

$$N_p = 8 \times A_{brg} \times f_{ck}$$

$$A_{brg} = (60)(60) - \frac{\pi(39.98)^2}{4} = 2344.619 \text{ mm}^2$$

$$N_p = 8 \times 2344.619 \times 35(10)^{-3} = 656.49 \text{ kN}$$

$$0.40 \times (0.75) \times \phi \times N_{pn} = 0.40 \times 0.75 \times 2 \times 0.70 \times 656.49 \text{ kN} = 275.73 \text{ kN}$$

$$275.73 \text{ kN} > 165.25 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Kayma Kaması kontrolü,

Betonun karakteristik ezilme dayanımı,

$$P_{brg} = \phi \times 1.3 \times f_{ck} \times A_1 \quad \phi = 0.65$$

$$P_{brg} = V_u = 1476.80 \text{ kN}$$

$$1476.80(10)^3 = 0.65 \times 1.3 \times 35 \times A_1$$

$$A_1 = 49934 \text{ mm}^2$$

Takviye levhası eklenmiş HE300B kayma kamasının ezilme yüzeyi alanı $300 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$ olarak bulunur.

$$300 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 60000 \text{ mm}^2 > A_1 = 49934 \text{ mm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Kolon-taban levhası kaynaklı birleşiminin dayanımının kontrolü,

Kolon başlıkları taban levhasına tam penetrasyonlu küt kaynak, kolon gövdesi ise çift taraflı köşe kaynak ile birleştirilecektir. Bu tür birleşim için gövdenin köşe kaynağının kontrol edilmesi yeterlidir.

Uygulanabilir köşe kaynak uzunluğu, L

$$L = d - 2(t_f + r) = 700 - 2(32 + 27) = 582 \text{ mm}$$

Bu durumda kaynak boyu $L_e = 500 \text{ mm}$ kabul edilerek kaynak kalınlığı,

$$a = \frac{V_u}{\phi \times (0.60 F_E) \times \Sigma L_e} = \frac{1476.80(10)^3}{0.75(0.60 \times 550) \times 2 \times 500} = 5.96 \text{ mm} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Kaynak kalınlığı $a = 7 \text{ mm}$ olarak seçilmiştir.

6.2 Birinci Kat Çerçeve Kolon-Kiriş Kaynaklı Birleşim Detayının Tasarımı

Süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistem olarak tasarlanan yapının kiriş-kolon birleşimleri kaynaklı olarak tasarlanacaktır. Tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşim detayının süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemlerde kullanılabilirlik koşulların kontrolleri aşağıda gösterilmektedir.

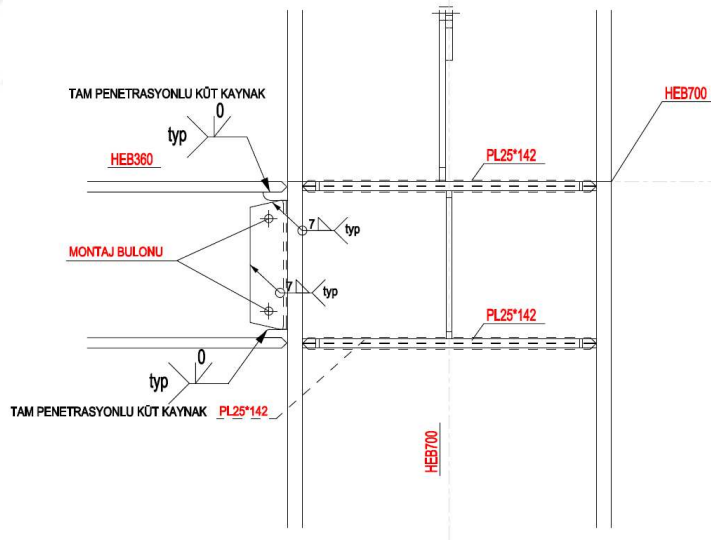
Plastik mafsalsın kolon yüzünden uzaklığı, $l_h = 0$,

Kiriş enkesit yüksekliği, $d = 360 \text{ mm} < 900 \text{ mm}$ (Uygun)

Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı, $5000 \text{ mm} / 360 \text{ mm} = 13.89 \geq 7$ (Uygun)

Kiriş başlığı kalınlığı, $t_f = 22.5 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$ (Uygun)

Kolon enkesit yüksekliği, $d = 700 \text{ mm} \leq 920 \text{ mm}$ (Uygun)



Şekil 6.2: Çerçeve kolon-kiriş kaynaklı birleşim detayı.

Birleşimin düşey yükler ve depremin ortak etkisinde oluşan, $M_u = 286.97 \text{ kNm}$ $V_u = 169.35 \text{ kN}$ iç kuvvetleri altında yeterli dayanıma sahip olması gerekmektedir.

Kaynaklı kolon-kiriş birleşim detayında, kiriş başlığı kolon başlığına tam penetrasyonlu küt kaynak ile bağlanacaktır. Küt kaynakların kalınlığı, kirişin başlık levhası kalınlığına eşit olarak, $a = 22.5 \text{ mm}$ olarak seçilmiştir.

Kolon başlığı-kiriş gövdesi birleşiminde ise gövde kayma levhasının kalınlığı en az kiriş gövdesi kalınlığına eşit olarak alınacaktır. Gövde kayma levhası yüksekliği, üst ve alt başlıklar için levha kenarları ile kaynak ulaşım deliğinin kenarları arasında 10 mm uzaklık olacak şekilde düzelenecektir. Bu bilgilere göre, kayma levhası 15 mm kalınlığında, 255 mm boyunda ve 50 mm genişliğinde seçilmiştir. seçilmiştir. Gövde levhası S235 yapısal çelik sınıfındadır.

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$h_p = 360 - 2(22.5 + 20 + 10) = 255 \text{ mm}$$

Gövde kayma levhası kolon başlığına kaynaklanacaktır. Kaynakların tasarım dayanımı, $h_p \times t_p \times (0.6 \times R_y \times F_{yp})$ değerinden küçük olmayacaktır.

$$h_p t_p (0.6 \times R_y \times F_{yp}) = 12.5 \times 255 \times (0.6 \times 1.4 \times 235) = 629.21 \text{ kN}$$

Gövde kayma levhası kaynak kontrolü

Gövde kayma levhası kaynak kalınlığı 6 mm olarak öngörülmektedir.

Detayda, birleşen eleman kenarı ile birleşen yüzey arası açı 90 derecedir.

$$60^\circ < 90^\circ < 120^\circ \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin kalınlığı,

$$t = 6.00 \text{ mm} < t = 12.5 \text{ mm} < t = 13.00 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm} < a = 6 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$a_{maks} = 0.7 \times t_{min} = 0.7 \times 12.5 \text{ mm} = 8.75 \text{ mm} > a = 6 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin uzunluğu,

$$L = 261 - 2a = 255 - 2 \times 6 = 243 \text{ mm} + 100 \text{ mm} = 343 \text{ mm}$$

$$L = 343 \text{ mm} \geq Maks(6 \times 6 \text{ mm} = 36 \text{ mm}; 40 \text{ mm}) = 40 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$L = 343 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$L = 343 \text{ mm} < 150 \times 6 = 150 \times 6 = 900 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin kalınlığı,

$$A_{we} = \Sigma a L_e = 1 \times 6 \times 343 = 2058 \text{ mm}^2$$

Kaynak metali karakteristik dayanımı,

$$R_{nv} = F_{nv} \times a$$

$$F_{nv} = 0.60 \times F_E = 0.60 \times 550 = 330 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{nv} = 330 \text{ N/mm}^2 \times 6 \times 10^{-3} = 1.980 \text{ kN/mm}^2$$

$$R_{nv} = 2 \times 1.980 \text{ kN/mm}^2 \times 343 \text{ mm} = 679.14 \text{ kN}$$

Esas metal karakteristik dayanımı,

$$R_{nBM} = F_{nBM} \times t$$

$$F_{nBM} = 0.60 \times F_u = 0.60 \times 430 = 258 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{nBM} = 258 \text{ N/mm}^2 \times 12.5 \text{ mm} = 3.225 \text{ kN/mm}^2$$

$$R_{nBM} = 3.225 \text{ kN/mm}^2 \times 343 \text{ mm} = 1106.18 \text{ kN}$$

Birleşimin kaynak dayanımının belirlenmesinde, kaynak metali karakteristik dayanımı ve esas metal karakteristik dayanımından küçük olanı belirleyici olacaktır.

$$R_n = \text{Min}(R_{nv} = 679.14 \text{ kN} ; R_{nBM} = 1106.18 \text{ kN}) = 679.14 \text{ kN}$$

$$h_p t_p (0.6 \times R_y \times F_{yp}) = 629.21 \text{ kN} > R_n = 679.14 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Kiriş-kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin V_{up} gerekli kesme kuvveti dayanımı bağıntı 6.1 ile hesaplanacaktır.

$$V_{up} = \Sigma M_{uc} \left(\frac{1}{d_b - t_{bf}} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (6.1)$$

$$M_{uc} = M_{pr} \pm V_{uc} \times l_h$$

Süneklik düzeyi yüksek tam penetrasyonlu küt kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde plastik mafsalsın kolon yüzünden uzaklığı, $l_h = 0$, olarak alınacaktır.

$$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times W_p$$

$$M_{pr} = 1.40 \times 1.3 \times 275 \times 2680 (10)^{-3} = 1341.34 \text{ kNm}$$

$$M_{uc} = M_{pr} = 1341.34 \text{ kNm}$$

$$V_{up} = 1341.34 \left(\frac{1}{0.36 - 0.0225} - \frac{1}{4} \right) = 3639.01 \text{ kN}$$

Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, $t_{min} \geq u/180$ koşulunu sağlamalıdır.

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

Moment aktaran kiriş-kolon birleşim detayında, kolon gövdesinin her iki tarafına, kiriş başlıkları seviyesinde süreklilik levhaları konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona güvenle aktarılması sağlanacaktır. Kolon başlığı kalınlığının aşağıdaki koşulların her ikisini de sağlaması durumunda süreklilik levhasına ihtiyaç duyulmayabilir.

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 \times b_{bf} \times t_{bf} \times \frac{R_{yb} \times F_{yb}}{R_{yc} \times F_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

$$32 \text{ mm} \geq 0.4 \sqrt{1.8 \times 300 \times 22.50 \times \frac{1.30 \times 275}{1.25 \times 355}} = 39.57 \text{ mm} \quad (\text{Uygun Değil})$$

$$32 \text{ mm} \geq \frac{300}{6} = 50 \text{ mm} \quad (\text{Uygun Değil})$$

Gerekli koşullar sağlanmadığından dolayı süreklilik levhası kullanılması gerekmektedir. Kullanılacak süreklilik levhasının kalınlığı kiriş başlık kalınlıklarından az olmayacaktır. HE360 B kiriş başlık kalınlığı 22.5 mm olduğundan dolayı takviye levhalarının kalınlığı 25 mm olarak seçilmiştir.

6.3 Çapraz Elemanın Kiriş ve Kolon Birleşim Detayının Tasarımı

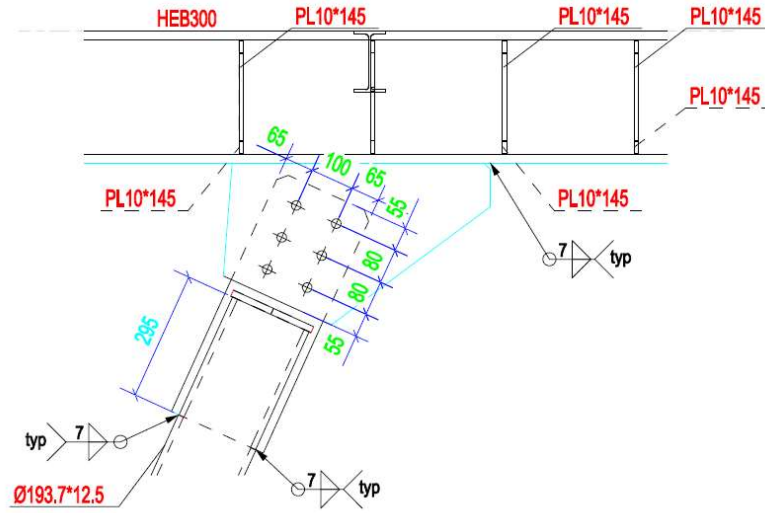
C-8/9 aksları arası çapraz eleman birleşim detayları boyutlandırılacaktır. Çaprazların hem bağ kirişleriyle hem de kolon-kiriş düğüm noktası ile birleşimi mafsallı olarak tasarlanacaktır.

Çapraz eleman için artırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli eksenel kuvvet,

$P_{u,\text{çapraz}} = 1252.56 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Bu kuvvete göre bulonların ve kaynakların dayanım kontrolleri yapılacaktır.

Birleşimde M22-10.9 kalitesinde bulon kullanılması öngörülmektedir. M20 bulon için standart delik çapı, d_h , ve etkin delik çapı, d_e ,

$d_h = 22 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$, $d_e = 24 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$ olarak elde edilmektedir.



Şekil 6.3: Çapraz eleman birleşim detayı.

Çift kayma düzlemine sahip bir bulon için bulon gövdesinin tasarım kayma kuvveti dayanımı,

Bulonun karakteristik kayma gerilmesi dayanımı, F_{nv} ,

$$F_{nv} = 0.450 \times F_{ub} = 0.450 \times 1000 = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$A_b = \frac{\pi \times 22^2}{4} = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$B_{dv} = 0.75 \times 2 \times 450 \times 380.13 (10)^{-3} = 256.59 \text{ kN}$$

Bir bulonun tasarım ezilme kuvveti dayanımı,

$$B_{db,maks} = \phi \times 2.4 \times d \times t_f \times F_u$$

$$B_{db,maks} = 0.75 \times 2.4 \times 22 \times 15 \times 360 (10)^{-3} = 213.84 \text{ kN}$$

Bu durumda kullanılması gereken toplam bulon sayısı,

$$n \geq \frac{P_u}{\min[B_{dv}; B_{db,maks}]} = \frac{1252.56 \text{ kN}}{213.84 \text{ kN}} = 5.86 \text{ olduğundan 6 adet bulon kullanılacaktır.}$$

En dıştaki bulon deliği için levhanın kesme etkisinde kırılma sınır durumunda tasarım dayanımı,

$$B_{db,e} = \phi \times 1.2 \times l_c \times t_f \times F_u$$

$$B_{db,e} = 0.75 \times 1.2 \times (55 - 0.5 \times 24) \times 15 \times 360 (10)^{-3} = 208.98 \text{ kN}$$

İçteki bulon delikleri için levhanın kesme etkisinde kırılma sınır durumunda tasarım dayanımı,

$$B_{db,i} = \phi \times 1.2 \times l_c \times t_f \times F_u$$

$$B_{db,i} = 0.75 \times 1.2 \times (80 - 24) \times 15 \times 360(10)^{-3} = 272.16 \text{ kN}$$

Bulonlu çapraz-düğüm noktası levhası birleşiminin tasarım dayanımı,

$$R_d = 2 \times \min[256.59 \text{ kN}; 208.98 \text{ kN}; 213.84 \text{ kN}] + 4 \times \min[256.59 \text{ kN}; 272.16 \text{ kN}; 213.84 \text{ kN}]$$

$$R_d = 1273.32 \text{ kN} > P_{u,\text{çapraz}} = 1252.56 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Çapraz eleman gövdesinde blok kırılma sınır durumu,

$$\text{Brüt kayma alanı } A_{gv} = 2(2 \times 80 + 55) \times 15 = 6450 \text{ mm}^2$$

$$\text{Net kayma elemanı } A_{nv} = 2(2 \times 80 + 55 - 2.5 \times 24) \times 15 = 4650 \text{ mm}^2$$

$$\text{Net çekme alanı } A_{nt} = (100 - 24) \times 15 = 1140 \text{ mm}^2$$

$U_{bs} = 1$ olarak kabul edilerek karakteristik blok kırılma dayanımı,

$$R_n = 0.6 \times 360 \times 4650(10)^{-3} + 1 \times 360 \times 1140(10)^{-3} = 2004.30 \text{ kN}$$

Tasarım blok kırılma dayanımı,

$$R_d = \phi \times R_n = 0.75 \times 2004.30 \text{ kN} = 1503.23 \text{ kN} > P_{u,\text{çapraz}} = 1252.56 \text{ kN} \quad (\text{Uygun})$$

Çapraz elemanların levha ile birleşimin kaynak kontrolü;

Kaynak kalınlığı 7 mm olarak öngörülmektedir.

Detayda, birleşen eleman kenarı ile birleşen yüzey arası açı 90 derecedir.

$$60^\circ < 90^\circ < 120^\circ \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin kalınlığı,

$$t = 6.00 \text{ mm} < t = 12.50 \text{ mm} < t = 13.00 \text{ mm} \text{ için,}$$

$$a_{min} = 3.5 \text{ mm} < a = 7 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$a_{maks} = 0.7 \times t_{min} = 0.7 \times 12.5 \text{ mm} = 8.75 \text{ mm} > a = 7 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin uzunluğu,

$$L = 295 - 2a = 295 - 2 \times 7.0 = 281 \text{ mm}$$

$$L = 281 \text{ mm} \geq Maks(6 \times 7.0 \text{ mm} = 42 \text{ mm}; 40 \text{ mm}) = 42 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$L = 281 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$L = 281 \text{ mm} < 150 \times a = 150 \times 7.0 = 1050 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin kalınlığı,

$$A_{we} = \Sigma a L_e = 4 \times 7.0 \times 281 = 7868 \text{ mm}^2$$

Kaynak metali karakteristik dayanımı,

$$R_{nv} = F_{nv} \times a$$

$$F_{nv} = 0.60 \times F_E = 0.60 \times 550 = 330 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{nv} = 330 \text{ N/mm}^2 \times 7868 \text{ mm}^2 = 2596.44 \text{ kN}$$

Esas metal karakteristik dayanımı,

$$R_{nBM} = F_{nBM} \times t$$

$$F_{nBM} = 0.60 \times F_u = 0.60 \times 360 = 216 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{nBM} = 216 \text{ N/mm}^2 \times 15 \text{ mm} = 3.24 \text{ kN/mm}^2$$

$$R_{nBM} = 4 \times 3.24 \text{ kN/mm}^2 \times 281 \text{ mm} = 3641.76 \text{ kN}$$

Birleşimin kaynak dayanımının belirlenmesinde, kaynak metali karakteristik dayanımı ve esas metal karakteristik dayanımından küçük olanı belirleyici olacaktır.

$$R_n = \text{Min}(R_{nv} = 2596.44 \text{ kN} ; R_{nBM} = 3641.76 \text{ kN}) = 2596.44 \text{ kN}$$

Birleşimin kaynak dayanımı kontrolü,

$$R_d = \phi \times R_n = 0.75 \times 2596.44 \text{ kN} = 1947.33 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{R_d} = \frac{1252.56 \text{ kN}}{1947.33 \text{ kN}} = 0.643 < 1.00 \quad (\text{Uygun})$$

6.4 Döşeme Kirişi Birleşim Detayının Tasarımı

Döşeme kirişi daha önce hesaplarda gösterildiği üzere IPE180 olarak seçilmiştir. Birleşim detayının boyutlandırılabilmesi için profile, levhaya ve bulona ait gerekli bilgiler aşağıda verilmektedir.

IPE180 profili gövde levhası kalınlığı, $t_w = 5.30 \text{ mm}$,

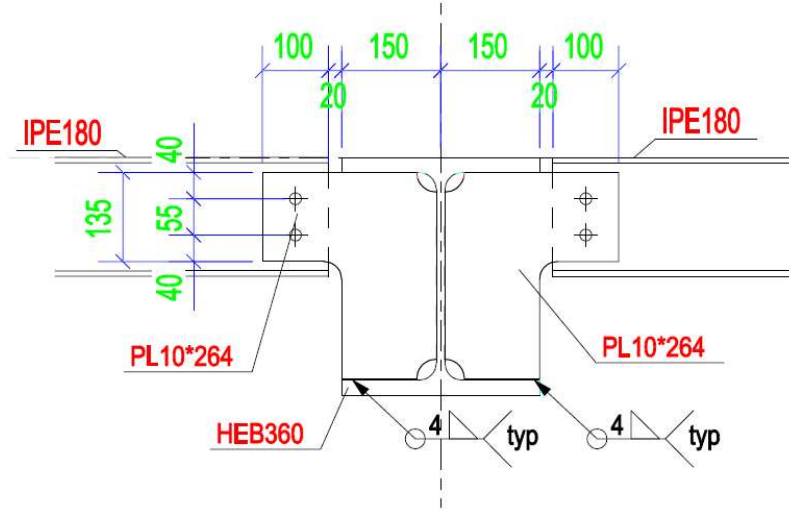
Plaka çelik sınıfı S235, $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$, $F_u = 360 \text{ N/mm}^2$,

Levha boyutları, $t = 10.00 \text{ mm}$, $b = 135.00 \text{ mm}$,

Bulon sınıfı 10.9, bulon çapı $d = 16 \text{ mm}$,

Bulon malzemesinin karakteristik çekme dayanımı, $F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$,

Kaynak metali sınıfı E550, $F_y = 470 \text{ N/mm}^2$, $F_u = 550 \text{ N/mm}^2$ 'dir.



Şekil 6.4: Döşeme kirişi birleşim detayı.

Birleşimin karakteristik dayanımının belirlenmesi;

Bulon gövdesi kesme kırılması sınır durumu ve bulon deliği ezilme sınır durumu için birleşimin karakteristik dayanımları belirlenecektir.

a) Bulon gövdesi kesme kırılması sınır durumu için,

Bulonun karakteristik kayma gerilmesi dayanımı, F_{nv} ,

$$F_{nv} = 0.450 \times F_{ub} = 0.450 \times 1000 = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bir bulonun karakteristik kesme kuvveti dayanımı, R_{nv} ,

$$R_{nv} = \frac{\pi(16)^2}{4} = 201.06 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = F_{nv} \times n_{sp} \times A_b$$

$$R_{nv} = 450 \text{ N/mm}^2 \times 1 \times 201.06 \text{ mm}^2 = 90.48 \text{ kN}$$

b) Bulon delik çevresi ezilme sınır durumu için,

Ezilme dayanımı için bulon delik çapı, d_h ,

$$d_h = 16 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

Ezilme etkisi altında etkili kalınlık,

$$t = 5.30 \text{ mm} (5.30 \text{ mm} < 10 \text{ mm})$$

Bir bulon deliğinin karakteristik ezilme kuvveti dayanımı, R_n ,

$$l_{c1} = l_{e1} - 0.5 \times d_h = 40 - 0.5(16) = 32 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d \times t \times F_u$$

$$R_{ne,1} = 1.2 \times 32 \text{ mm} \times 5.30 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 \times (10)^{-3} = 73.27 \text{ kN}$$

$$R_{ne,1} = 73.27 \text{ kN} \leq 2.4 \times 16 \text{ mm} \times 5.3 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 = 73.27 \text{ kN}$$

$$l_{c2} = l_{e2} - d_h = 55 - (16) = 39 \text{ mm}$$

$$R_{ne,2} = 1.2 \times 39 \text{ mm} \times 5.30 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 \times (10)^{-3} = 89.29 \text{ kN}$$

$$R_{ne,2} = 89.29 \text{ kN} \leq 2.4 \times 16 \times 5.3 \times 360 \text{ N/mm}^2 = 73.27 \text{ kN} \quad (\text{Sağlamadı})$$

$$R_{ne,1} = R_{ne,2} = 73.27 \text{ kN}$$

Ezilme etkili birleşimin bir bulonunun karakteristik dayanımı, kayma etkisinde bulon gövdesi kırılma sınır durumu için hesaplanan karakteristik kesme kuvveti dayanımı ile bulon deliği ezilme sınır durumu için hesaplanan karakteristik ezilme kuvveti dayanımlarının küçüğü olarak alınacaktır. Buna göre,

$$R_{nb} = \min(R_{nv}; R_{ne,1}; R_{ne,2})$$

$$R_{nb} = \min(90.48 \text{ kN} ; 73.27 \text{ kN}; 73.27 \text{ kN}) = 73.27 \text{ kN}$$

Ezilme etkili birleşimin dayanımı, R_n ,

Toplam bulon sayısı $n = 2$ olmak üzere,

$$R_n = n \times R_{nb}$$

$$R_n = 2 \times 73.27 \text{ kN} = 146.54 \text{ kN}$$

Birleşimin tasarım dayanımının kontrolü, R_d ,

$$R_d = \phi R_n$$

$$R_d = 0.75 \times 146.54 \text{ kN} = 109.91 \text{ kN}$$

$V_u = 32.25 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştı.

$$\frac{V_u}{R_d} = \frac{32.25 \text{ kN}}{109.91 \text{ kN}} = 0.293 < 1.00 \quad (\text{Uygun})$$

Birleşimin kaynak kontrolü:

Kaynak kalınlığı 3.5 mm olarak öngörülmektedir.

Detayda, birleşen eleman kenarı ile birleşen yüzey arası açısı 90 derecedir.

$$60^\circ < 90^\circ < 120^\circ \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin kalınlığı,

$$t = 5.30 \text{ mm} < t = 6.00 \text{ mm} \text{ için } a_{\min} = 3.5 \text{ mm} < a = 3.5 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$a_{\max} = 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 5.3 \text{ mm} = 3.71 \text{ mm} > a = 3.5 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin uzunluğu,

$$L = 261 - 2a = 261 - 2 \times 3.5 = 254 \text{ mm}$$

$$L = 254 \text{ mm} \geq \text{Maks}(6 \times 3.5 \text{ mm} = 21 \text{ mm}; 40 \text{ mm}) = 40 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$L = 254 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$L = 254 \text{ mm} < 150 \times a = 150 \times 3.5 = 525 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

Köşe kaynağın etkin kalınlığı,

$$A_{we} = \Sigma a L_e = 2 \times 3.5 \times 254 = 1778 \text{ mm}^2$$

Kaynak metali karakteristik dayanımı,

$$R_{nv} = F_{nv} \times a$$

$$F_{nv} = 0.60 \times F_E = 0.60 \times 550 = 330 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{nv} = 330 \text{ N/mm}^2 \times 3.5 \times 10^{-3} = 1.155 \text{ kN/mm}^2$$

$$R_{nv} = 2 \times 1.155 \text{ kN/mm}^2 \times 254 \text{ mm} = 586.74 \text{ kN}$$

Esas metal karakteristik dayanımı,

$$R_{nBM} = F_{nBM} \times t$$

$$F_{nBM} = 0.60 \times F_u = 0.60 \times 510 = 306 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{nBM} = 306 \text{ N/mm}^2 \times 5.3 \text{ mm} = 1.621 \text{ kN/mm}^2$$

$$R_{nBM} = 2 \times 1.621 \text{ kN/mm}^2 \times 254 \text{ mm} = 823.47 \text{ kN}$$

Birleşimin kaynak dayanımının belirlenmesinde, kaynak metali karakteristik dayanımı ve esas metal karakteristik dayanımından küçük olanı belirleyici olacaktır.

$$R_n = \text{Min}(R_{nv} = 586.74 \text{ kN} ; R_{nBM} = 823.47 \text{ kN}) = 586.74 \text{ kN}$$

Birleşimin kaynak dayanımı kontrolü,

$$R_d = \phi \times R_n = 0.75 \times 586.74 \text{ kN} = 440.06 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{R_d} = \frac{32.25 \text{ kN}}{440.06 \text{ kN}} = 0.073 < 1.00$$

(Uygun)

6.5 Kolon Ek Detaylarının Tasarımı

Kaynaklı kolon ek detayı tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılarak teşkil edilecektir. Tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılması ek birleşiminin eksenel kuvvet ve eğilme momenti bakımından yeterli olmasını sağlamaktadır. Bu nedenle sadece kesme kuvveti için yeterlilik kontrolü yapılacaktır.

Başlıklara uygulanacak küt kaynağın sürekliliğini sağlamak amacıyla, gövde başlık kesişim bölgesinde kaynak ulaşım deliği detayı oluşturulacaktır. Bu detay nedeniyle mevcut gövde yüksekliği azalacaktır. Tasarımda kaynak ulaşım deliği boşluğu çıkarıldıktan sonra kalan gövde parçasının kesme kuvvetini güvenle aktarıldığı gösterilmelidir.

6.5.1 İlk altı kat HE700B kaynaklı kolon eki

HE700B kolonu için kaynak ulaşım delikleri çıkarıldıktan sonra kalan gövde parçası,

$$d_{mw} = 700 \text{ mm} - (2 \times 30 \text{ mm}) - (2 \times 32 \text{ mm}) = 576 \text{ mm}$$

Buna göre güvenle aktarılması gereken en büyük kesme kuvveti değeri,

$$V_u = \frac{\sum M_{pc}}{H_c} = \frac{2 \times F_y \times W_{px}}{4.0} = \frac{2 \times 355 \times 8320 \times 10^3}{4.0} (10^{-6}) = 1476.80 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bu kesme kuvvetinin güvenle aktarılması için gerekli olan gövde yüksekliği, d_{gw} , bağıntı 6.2 ile hesaplanır.

$$d_{gw} = \frac{V_u}{\phi_v \times 0.6 \times F_y \times t_w \times C_{v1}} \quad (6.2)$$

$d_{gw} = \frac{1476.80(10^3)}{1.0 \times 0.6 \times 355 \times 17 \times 1.0} = 407.84 \text{ mm} \leq d_{mw} = 576 \text{ mm}$ olduğundan ek kesitinde kolon gövdesi kesme kuvveti dayanımı bakımından yeterlidir.

6.5.2 Yedinci kat ile onuncu katlar arası HE500B kaynaklı kolon eki

HE500B kolonu için kaynak ulaşım delikleri çıkarıldıktan sonra kalan gövde parçası,

$$d_{mw} = 500 \text{ mm} - (2 \times 30 \text{ mm}) - (2 \times 28 \text{ mm}) = 384 \text{ mm}$$

Buna göre güvenle aktarılması gereken en büyük kesme kuvveti değeri,

$$V_u = \frac{\sum M_{pc}}{H_c} = \frac{2 \times F_y \times W_{px}}{4.0} = \frac{2 \times 355 \times 4820 \times 10^3}{4.0} (10^{-6}) = 855.55 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanır.}$$

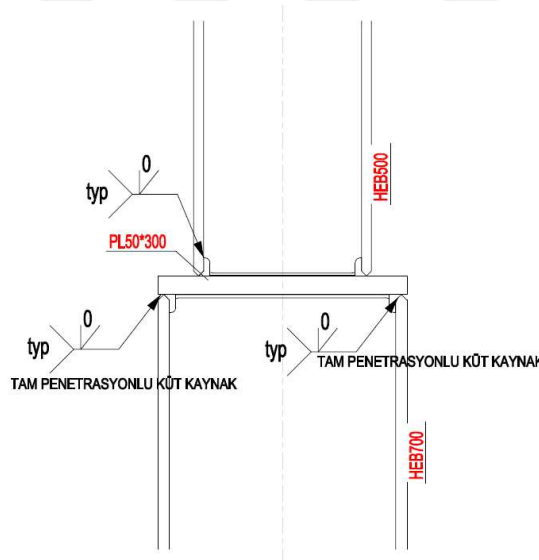
Bu kesme kuvvetinin güvenli bir şekilde aktarılması için gerekli olan gövde yüksekliği, d_{gw} ,

$$d_{gw} = \frac{855.55 (10^3)}{1.0 \times 0.6 \times 355 \times 14.50 \times 1.0} = 277.01 \text{ mm} \leq d_{mw} = 384 \text{ mm} \quad \text{olduğundan} \quad \text{ek}$$

kesitinde kolon gövdesi kesme kuvveti dayanımı bakımından yeterlidir.

6.5.3 HE500B kolonu ile HE700B kolonunun birleşim detayı

+26.000 kotundaki HE500B kolonu ile HE700B kolonunun ek detayının tasarımı yapılacaktır. Kesit yükseklikleri arasında 20 cm fark bulunmaktadır. Bu nedenle iki profil arasına gerilme akışını sağlamak amacıyla, 50 mm kalınlıklı geçiş plakası konulmuş ve kolonlar tam penetrasyonlu küt kaynak ile bu geçiş plakasına bağlanmıştır.



Şekil 6.5: HE500B kolonu ile HE700B kolonu birleşim detayı.

HE500B kaynaklı kolon ekinde belirtildiği üzere kaynak ulaşım delikleri çıkarıldıktan sonra $d_{mw} = 384 \text{ mm}$ mesafe kalmaktadır. Aktarılması gereken en büyük kesme kuvveti, $V_u = 855.55 \text{ kN}$, için 277 mm kaynak uzunluğu yeterlidir. Birleşim detayı uygundur.

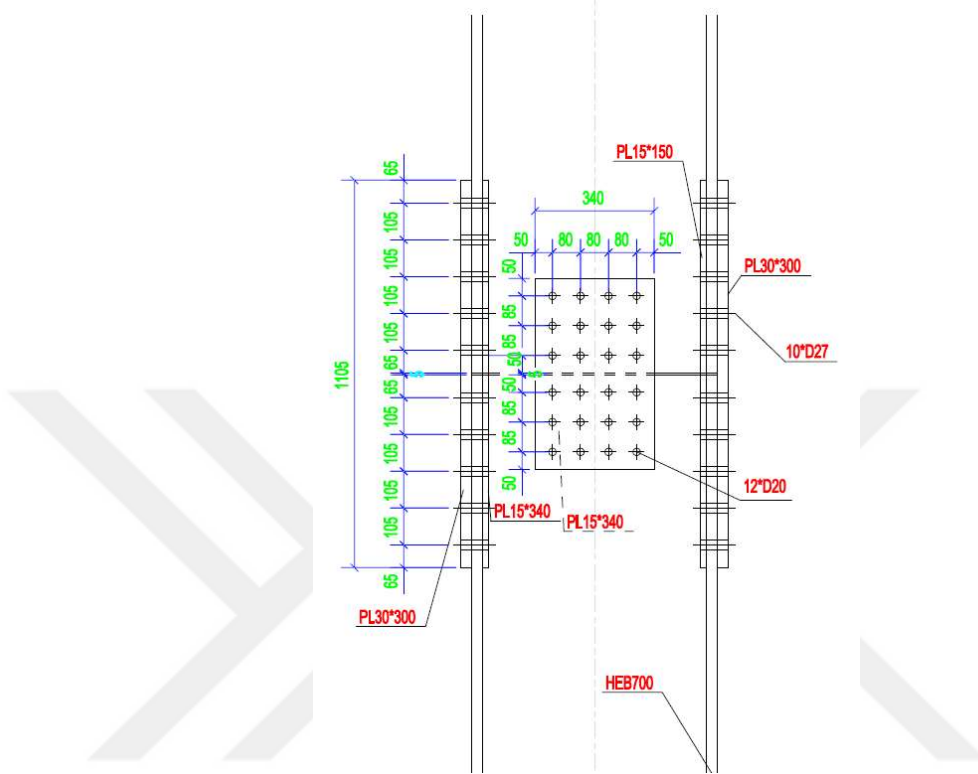
6.5.4 HE700B kolonu bulonlu tam ek detayı

Kolon eklerinin boyutlandırılmasında ek detayının gerekli dayanımı, kolonun boyutlandırılmasında kullanılan iç kuvvet durumu esas alınacaktır. HE700B kolonu için +22.00 kotunda bulonlu kolon ek detayı uygulanacaktır.

Bulon sınıfı 10.9, bulon çapı $d = 27 \text{ mm}$ olarak öngörülmektedir.

Bulon malzemesinin karakteristik çekme dayanımı, $F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$,

Kaynak metali sınıfı E550, $F_y = 470 \text{ N/mm}^2$, $F_u = 550 \text{ N/mm}^2$ 'dir.



Şekil 6.6: HE700B kolonu bulonlu tam ek detayı.

Ek detayının uygulanacağı kat için yükler aşağıda gösterilmiştir.

Düşey yükler ($1.505G + Q + 0.2S$) etkisinde, kolon enkesiti yerel eksen takımına göre kolon uçlarında oluşan aksenal basınç kuvveti, kesme kuvveti ve eğilme momentleri,

$$P_{nt} = 883.11 \text{ kN (Basınç)}$$

$$V_{nt} = +43.84 \text{ kN}$$

$$M_{nt,alt} = +79.96 \text{ kNm}$$

$$M_{nty,üst} = -95.42 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

Yatay yükler ($0.3E_x + E_y$) etkisinde, kolon enkesiti yerel eksen takımına göre kolon uçlarında oluşan aksenal basınç kuvveti, kesme kuvveti ve eğilme momentleri,

$$P_{1t} = 117.21 \text{ kN (Basınç)}$$

$$V_{ty} = +41.32 \text{ kN}$$

$$M_{1t,alt} = +75.36 \text{ kNm}$$

$$M_{1ty,üst} = -89.92 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

Bu durumda kolon eki için, gerekli eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti dayanımları aşağıdaki gibi bulunur.

$$P_{ry} = P_{nt} + B_{2y} \times P_{1ty} = 883.11 + 1.053 \times 117.21 = 775.85 \text{ kN}$$

$$M_{ry} = B_{1y} \times M_{nt} + B_{2y} \times M_{1ty} = 1.00 \times 95.42 + 1.053 \times 89.92 = 190.11 \text{ kNm}$$

$$V_u = +43.84 \text{ kN} + 41.32 \text{ kN} = 85.16 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti dayanımı için bulonlu tam ek detayı dayanımının, kolonun akma durumu ile uyumlu olması gerekir. Buna göre gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u , esas alınan deprem doğrultusunda paralel olan kolon enkesiti eksenine göre,

$$V_{uy} = \frac{\sum M_{pcx}}{H_c}$$

$$V_{uy} = \frac{2(F_y)W_{px}}{4.0} = \frac{2(355)(8320)10^3}{4.0} 10^{-6} = 1476.80 \text{ kN} > 85.16 \text{ kN}$$

HE700B profili ve detayda kullanılan plakalar için gerekli özellikler aşağıda verilmiştir.

$$\text{Profil Enkesit alanı } A_s = 306 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Profil Başlık alanı} = 30 \times 3.2 = 96 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Profil Gövde alanı} = 58.2 \times 1.7 = 98.94 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Başlık levhası} = 30 \times 3.0 = 90 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Gövde ek levhaları} = 2 \times 37 \times 1.5 = 111 \text{ cm}^2$$

Birleşim detayı başlığının karakteristik dayanımının belirlenmesi;

Başlıklara gelen çekme veya basınç kuvveti,

$$P_f = 775.85 \text{ kN} \times \frac{90}{306} + \frac{190.11 \text{ kNm}}{0.334 \text{ m}} = 797.38 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bulon gövdesi kesme kırılması sınır durumu ve bulon deliği ezilme sınır durumu için birleşimin karakteristik dayanımları belirlenecektir.

- a) Bulon gövdesi kesme kırılması sınır durumu,

Bulonun karakteristik kayma gerilmesi dayanımı, F_{nv} ,

$$F_{nv} = 0.450 \times F_{ub} = 0.450 \times 1000 = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bir bulonun karakteristik kesme kuvveti dayanımı, R_{nv} ,

$$R_{nv} = \frac{\pi(27)^2}{4} = 572.27 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = F_{nv} \times n_{sp} \times A_b$$

$$R_{nv} = 450 \text{ N/mm}^2 \times 2 \times 572.27 \text{ mm}^2 = 515.04 \text{ kN}$$

b) Bulon delik çevresi ezilme sınır durumu için,

Ezilme dayanımı için bulon delik çapı, d_h ,

$$d_h = 27 \text{ mm} + 3 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

Ezilme etkisi altında etkili kalınlık,

$$t = 30 \text{ mm} (30 \text{ mm} < 32 \text{ mm})$$

Bir bulon deliğinin karakteristik ezilme kuvveti dayanımı, R_n ,

$$l_{c1} = l_{e1} - 0.5 \times d_h = 65 - 0.5(30) = 50 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d \times t \times F_u$$

$$R_{ne,1} = 1.2 \times 50 \text{ mm} \times 30 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 \times (10)^{-3} = 648 \text{ kN}$$

$$R_{ne,1} = 73.27 \text{ kN} \leq 2.4 \times 27 \text{ mm} \times 30 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 = 699.84 \text{ kN}$$

$$l_{c2} = l_{e2} - d_h = 105 - (30) = 75 \text{ mm}$$

$$R_{ne,2} = 1.2 \times 75 \text{ mm} \times 30 \text{ mm} \times 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times (10)^{-3} = 972 \text{ kN}$$

$$R_{ne,2} = 972 \text{ kN} \leq 2.4 \times 27 \times 30 \times 360 \text{ N/mm}^2 = 699.84 \text{ kN}$$

Ezilme etkili birleşimin bir bulonunun karakteristik dayanımı, kayma etkisinde bulon gövdesi kırılma sınır durumu için hesaplanan karakteristik kesme kuvveti dayanımı ile bulon deliği ezilme sınır durumu için hesaplanan karakteristik ezilme kuvveti dayanımlarının küçüğü olarak alınacaktır. Buna göre,

$$R_{nb} = \min(R_{nv}; R_{ne,1}; R_{ne,2})$$

$$R_{nb} = \min(515.04 \text{ kN} ; 648 \text{ kN} ; 699.84 \text{ kN}) = 515.04 \text{ kN}$$

Ezilme etkili birleşimin dayanımı, R_n ,

Toplam bulon sayısı $n = 8$ olmak üzere,

$$R_n = n \times R_{nb}$$

$$R_n = 8 \times 515.04 \text{ kN} = 4120.32 \text{ kN}$$

Birleşimin tasarım dayanımının kontrolü, R_d ,

$$R_d = \phi R_n$$

$$R_d = 0.75 \times 4120.32 \text{ kN} = 3090.24 \text{ kN}$$

$$\frac{P_b}{R_d} = \frac{797.38 \text{ kN}}{3090.24 \text{ kN}} = 0.258 < 1.00 \quad (\text{Uygun})$$

Birleşim detayı gövdesinin karakteristik dayanımının belirlenmesi:

Tem ek detayının gövde dayanımı, kolonun akma dayanımıyla uyumlu $V_{uy} = 1476.80 \text{ kN}$ kesme kuvveti altında kontrol edilecektir.

Bulon gövdesi kesme kırılması sınır durumu ve bulon deliği ezilme sınır durumu için birleşimin karakteristik dayanımları belirlenecektir.

a) Bulon gövdesi kesme kırılması sınır durumu için,

Bulonun karakteristik kayma gerilmesi dayanımı, F_{nv} ,

$$F_{nv} = 0.450 \times F_{ub} = 0.450 \times 1000 = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bir bulonun karakteristik kesme kuvveti dayanımı, R_{nv} ,

$$R_{nv} = \frac{\pi(20)^2}{4} = 314.16 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = F_{nv} \times n_{sp} \times A_b$$

$$R_{nv} = 450 \text{ N/mm}^2 \times 2 \times 314.16 \text{ mm}^2 = 282.74 \text{ kN}$$

b) Bulon delik çevresi ezilme sınır durumu için,

Ezilme dayanımı için bulon delik çapı, d_h ,

$$d_h = 20 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

Ezilme etkisi altında etkili kalınlık,

$$t = 17 \text{ mm} \quad (15 + 15 \text{ mm} > 17 \text{ mm})$$

Bir bulon deliğinin karakteristik ezilme kuvveti dayanımı, R_n ,

$$l_{c1} = l_{e1} - 0.5 \times d_h = 50 - 0.5(22) = 39 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d \times t \times F_u$$

$$R_{ne,1} = 1.2 \times 39 \text{ mm} \times 17 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 \times (10)^{-3} = 367.2 \text{ kN}$$

$$R_{ne,1} = 286.42 \text{ kN} \leq 2.4 \times 20 \text{ mm} \times 17 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 = 293.76 \text{ kN}$$

$$l_{c2} = l_{e2} - d_h = 80 - (22) = 58 \text{ mm}$$

$$R_{ne,2} = 1.2 \times 58 \text{ mm} \times 17 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2 \times (10)^{-3} = 425.95 \text{ kN}$$

$$R_{ne,2} = 972 \text{ kN} \leq 2.4 \times 20 \times 17 \times 360 \text{ N/mm}^2 = 293.76 \text{ kN}$$

Ezilme etkili birleşimin bir bulonunun karakteristik dayanımı, kayma etkisinde bulon gövdesi kırılma sınır durumu için hesaplanan karakteristik kesme kuvveti dayanımı ile bulon deliği ezilme sınır durumu için hesaplanan karakteristik ezilme kuvveti dayanımlarının küçüğü olarak alınacaktır. Buna göre,

$$R_{nb} = \min(R_{nv}; R_{ne,1}; R_{ne,2})$$

$$R_{nb} = \min(282.74 \text{ kN} ; 286.42 \text{ kN}; 293.76 \text{ kN}) = 282.74 \text{ kN}$$

Ezilme etkili birleşimin dayanımı, R_n ,

Toplam bulon sayısı $n = 12$ olmak üzere,

$$R_n = n \times R_{nb}$$

$$R_n = 12 \times 282.74 \text{ kN} = 3392.88 \text{ kN}$$

Birleşimin tasarım dayanımının kontrolü, R_d ,

$$R_d = \phi R_n$$

$$R_d = 0.75 \times 3392.88 \text{ kN} = 2544.66 \text{ kN}$$

$$\frac{P_b}{R_d} = \frac{1476.80 \text{ kN}}{2544.66 \text{ kN}} = 0.580 < 1.00 \quad (\text{Uygun})$$



7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada sosyal kullanım amaçlı çok katlı bir çelik yapının TBDY-2018'in deprem parametrelerinde ve boyutlandırma hesaplarında getirdiği yeniliklere göre tasarımı yapılmıştır.

Yapı boyuna yönde süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çerçevelerden, enine yönde süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemlerden oluşturularak her iki sistem için deprem yüklerindeki ve tasarım parametrelerindeki farklılıklar gösterilmiştir. Dışmerkez çaprazlı sistemler tanıtılarak farklı tipli dışmerkez çaprazlar gösterilmiş ve dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemlerin avantajları anlatılmaya çalışılmıştır.

Yapısal düzensizlik durumları yatay ve düşey için ayrı olarak incelenmiştir. Bina taşıyıcı sisteminin simetrik ve düzenli olması sayesinde yapıda düzensizlik meydana getiren durumların mevcut olmadığı belirtilmiştir.

TBDY-2018' e uygun olarak bina kullanım sınıfı, bina önem katsayısı, deprem tasarım sınıfı, bina yükseklik sınıfı, bina performans hedefi belirlenmiştir. Yapıya verilen yatay fiktif yükler ve bu yükler sonucu oluşan deplasmanlara göre bina hakim doğal titreşim periyodu hesaplanmıştır. Bu periyot değerlerinin yönetmelikte belirtilen ampirik hakim titreşim periyodu değerlerinden küçük ve uygun olduğu gösterilmiştir. Deprem yükü azaltma katsayısı ve bina toplam eşdeğer deprem yükü hesabı yapılmıştır. Bulunan eşdeğer deprem yükü değerinin yönetmelikte belirtilen minimum taban kesme kuvvetinden küçük olması dolayısıyla deprem hesaplarında minimum eşdeğer deprem yükü kullanılmıştır. Bu yüklere göre binanın tepsine etkileyen ek eşdeğer deprem yükü hesaplanmış ve katlara etkileyen deprem yükleri elde edilmiştir.

Yeni yönetmelik ile birlikte hesaba katılması zorunlu olan düşey deprem etkisi yönetmelikte verilen yaklaşık hesap yöntemi kullanılarak, G yükünün katsayısı içine dahil edilmiş ve hesaplarda dikkate alınmıştır.

Yapısal analiz kontrolleri için ikinci mertebe etkileri ve göreceli kat ötelemeleri hesaplanmıştır. Kat ötelemelerinin depremlili durumlarda en elverişsiz oldukları gösterilerek sınır değer koşullarını sağladığı gösterilmiştir.

Döşeme kirişleri, basit kiriş, kompozit kiriş ve petek kiriş olarak 3 farklı şekilde boyutlandırılmıştır. Gerilme ve sehim kontrolleri sonucunda döşeme kirişinin basit kiriş olması durumunda IPE240, kompozit kiriş olması durumunda IPE180 ve petek kiriş olması durumunda IPE200 profillerinden teşkil edilmesi gerektiği gösterilmiştir. Kompozit döşemenin hem kullanılan profil olarak hafif olması hem de düzlem içi rijitliğinin, kaynaklanan studlar sayesinde beton ve çeliğin birlikte çalışmasıyla sağlanması, ilave düzlem içinde çapraz sistemine ihtiyaç olmaması nedeniyle daha avantajlı olduğu görülmüş ve tercih edilmiştir.

Çizelge 7.1: Farklı tip döşeme kirişleri için gerekli profil enkesitleri.

	Seçilen Profil	Eğilme momenti dayanım kontrolü	Sehim Kontrolü
Basit Kiriş	IPE240	%71.8	L/417
Kompozit Kiriş	IPE180	%30.8	L/319; L/691
Petek Kiriş	IPE200	%27.1	L/476

Temel sistemi olarak 2 m derinliğe yerleştirilmiş 100 cm yüksekliğinde radye temel tercih edilmiştir. $1.4G + 1.6Q$ ve deprem yüklemeleri durumunda zemin gerilmeleri incelenmiş ve gerilmelerin, kabul edilen zemin taşıma gücü 300 kN/m² den küçük olduğu gösterilmiştir. Daha sonra minimum donatı yerleştirilerek, bu donatıların gelen momentleri karşılayıp karşılayamadıkları kontrol edilmiştir. Kolon alt bölgelerinde gereken yerlere ilave donatılar eklenmiştir. Kesme kuvveti hesapları yapılarak 160 cm ara ile atılan $\Phi 20$ 'lik sehba donatısının yeterli olduğu gösterilmiştir. Ayrıca 140 cm*100 cm'lik betonarme kolon başlıklı temelin zımbalama detayının yeterli olduğu da hesaplarda gösterilmiştir.

Taşıyıcı sistem elemanlarının gerekli dayanımları, azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri dikkate alınarak genel analiz yöntemi ile yapılmıştır. 1. Kat ve 7. Kat için kolon, çerçeve kirişi, bağ kirişi, bağ kirişi dışında kalan bölüm ve çaprazlar için boyutlandırma çalışmaları yapılmış ve bulunan profiller Çizelge 7.2 ve Çizelge 7.3'de gösterilmiştir.

Çizelge 7.2: İlk altı kat için taşıyıcı sistem eleman boyutları.

İlk Altı Kat için Taşıyıcı Sistem Elemanları	Enkesit Profili
Kolonlar	HE700B
Çerçeve Kirişleri (Y Doğrultusu)	HE360B
Bağ Kirişleri (X Doğrultusu)	HE300B
Bağ Kirişleri dışında Kalan Kiriş Bölümü (X Doğrultusu)	HE300B
Dışmerkez Çaprazlar (X Doğrultusu)	Boru 193.7*12.5
Döşeme Kirişleri	IPE180

Çizelge 7.3: Yedinci kat ile onuncu katlar arası taşıyıcı sistem eleman boyutları.

Yedinci Kat ile Onuncu Katlar Arası Taşıyıcı Sistem Elemanları	Enkesit Profili
Kolonlar	HE500B
Çerçeve Kirişleri (Y Doğrultusu)	HE300B
Bağ Kirişleri (X Doğrultusu)	HE260B
Bağ Kirişleri dışında Kalan Kiriş Bölümü (X Doğrultusu)	HE260B
Dışmerkez Çaprazlar (X Doğrultusu)	Boru 193.7*10.0
Döşeme Kirişleri	IPE180

Bina tasarımında, yapının yeterli dayanıma sahip olmasının yanısıra ekonomik bir çözüm yapılmasına da özen gösterilmiştir. Çizelge 7.4’de çelik profil metrajları gösterilmektedir. Tabloda görüleceği üzere toplam çelik profil metrajı yaklaşık 9609 ton olarak hesaplanmaktadır. Daha önceki bölümlerde de belirtildiği üzere bina toplam kullanım alanı 7700 m²’dir. Buna göre birin alana karşılık gelen çelik ağırlığı,

$$9609 \text{ ton} / 7700 \text{ m}^2 = 0.125 \text{ ton/m}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Çizelge 7.4: Çelik Profil Metrajı.

Profil	Ağırlık (kg)
HE260B	72632.31
HE300B	200280.62
HE360B	122295.07
HE500B	125279.36
HE700B	298260.11
IPE140	5828.32
IPE180	86554.30
CHS193.7*10.0	17635.14
CHS193.7*12.5	32068.09
Toplam	960833.32

Toplam döşeme kirişi uzunluğu 4603 m'dir. Döşeme kirişlerinin, kompozit kiriş olması durumunda enkesitinin IPE180, petek kiriş olması durumunda enkesitinin IPE200 ve basit kiriş olması durumunda IPE240 olması gerektiği ilgili bölümlerde gösterilmiştir. Çizelge 7.5'de bu profillerin birim ağırlıkları ve binada kullanılmaları durumunda toplam ağırlıkları gösterilmektedir.

Çizelge 7.5: Döşeme kirişleri ağırlık karşılaştırması.

Profil	Birim Ağırlık (kg/m ²)	Top. Uzunluk(m)	Top. Ağırlık (kg)
IPE180	18.80	4603	86554.30
IPE200 (Petek)	26.20	4603	120598.60
IPE240	30.70	4603	141312.10

Döşeme kirişleri IPE180 kompozit kiriş seçilerek, IPE200 petek kirişe göre yaklaşık 35 ton, IPE240 basit kirişe göre yaklaşık 55 ton daha hafif olarak tasarlanmıştır.

KAYNAKLAR

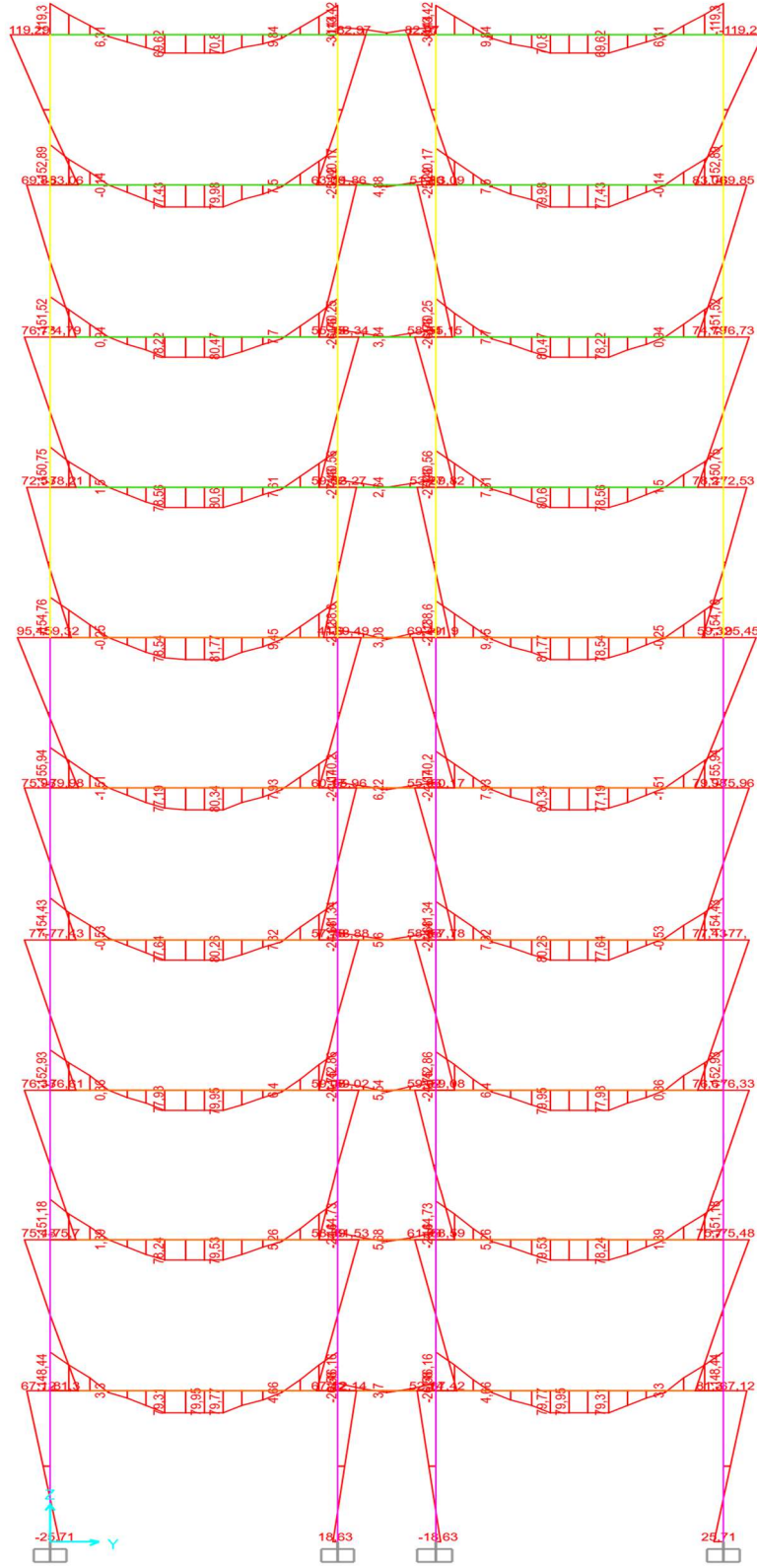
- American Institute of Steel Construction.** (2003). *Steel Design Guide Series*, America
- Alan Williams.** (2011). *Steel Structures Design*, The McGraw-Hill Companies
- Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.** (2018). *Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik*, Ankara
- Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.** (2018). *Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Uygulama Kılavuzu*, Ankara
- Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.** (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı*, Ankara
- Deren H., Erdoğan U., Piroğlu F.** (2003). *Çelik Yapılar*, Çağlayan Kitapevi, İstanbul
- İMO-01.R-01.** (2005). *Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşim” Hesap, Yapım, Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- Özmen G., Orakdöğen E., Darılmaz K.** (2005). *Örneklerle SAP 2000-V8*, Birsen Yayınevi, İstanbul
- Prof. Dr. Alpay Özgen & Prof. Dr. Güliz Bayramoğlu.** *Çelik Taşıyıcı Sistemlerin Düzenlenmesi Ders Notu*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul
- Ruhi Aydın- Ayten Günaydın.** (2017). *Çelik Yapılar*, Birsen Yayınevi, İstanbul
- SAP2000 Analysis Reference Manual.** (1998). *Computers and Structures Inc.* Berkeley, California
- TS EN 1991-1-3.** (2007). *Yapılar Üzerindeki Etkiler- Bölüm 1-3: Genel Etkiler-Kar Yükleri*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- TS EN 1991-1-4.** (2007). *Yapılar Üzerindeki Etkiler- Bölüm 1-4: Genel Etkiler-Rüzgar Etkileri*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- TS-498.** (1997). *Yapı Elemanlarının Boyutlandırmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- TS 500.** (2000). *Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- TS 3357.** (1997). *Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- Yorgun C.** (2003). *Kompozit Döşemeler*, Türk Yapısal Çelik Derneği Yayınları, İstanbul
- Willian T. Segui.** (2013, Fifth Edition). *Steel Design*, The University of Memphis
- Zekai Celep.** (2013). *Betonarme Yapılar*, İstanbul Beta Dağıtım, İstanbul



EKLER

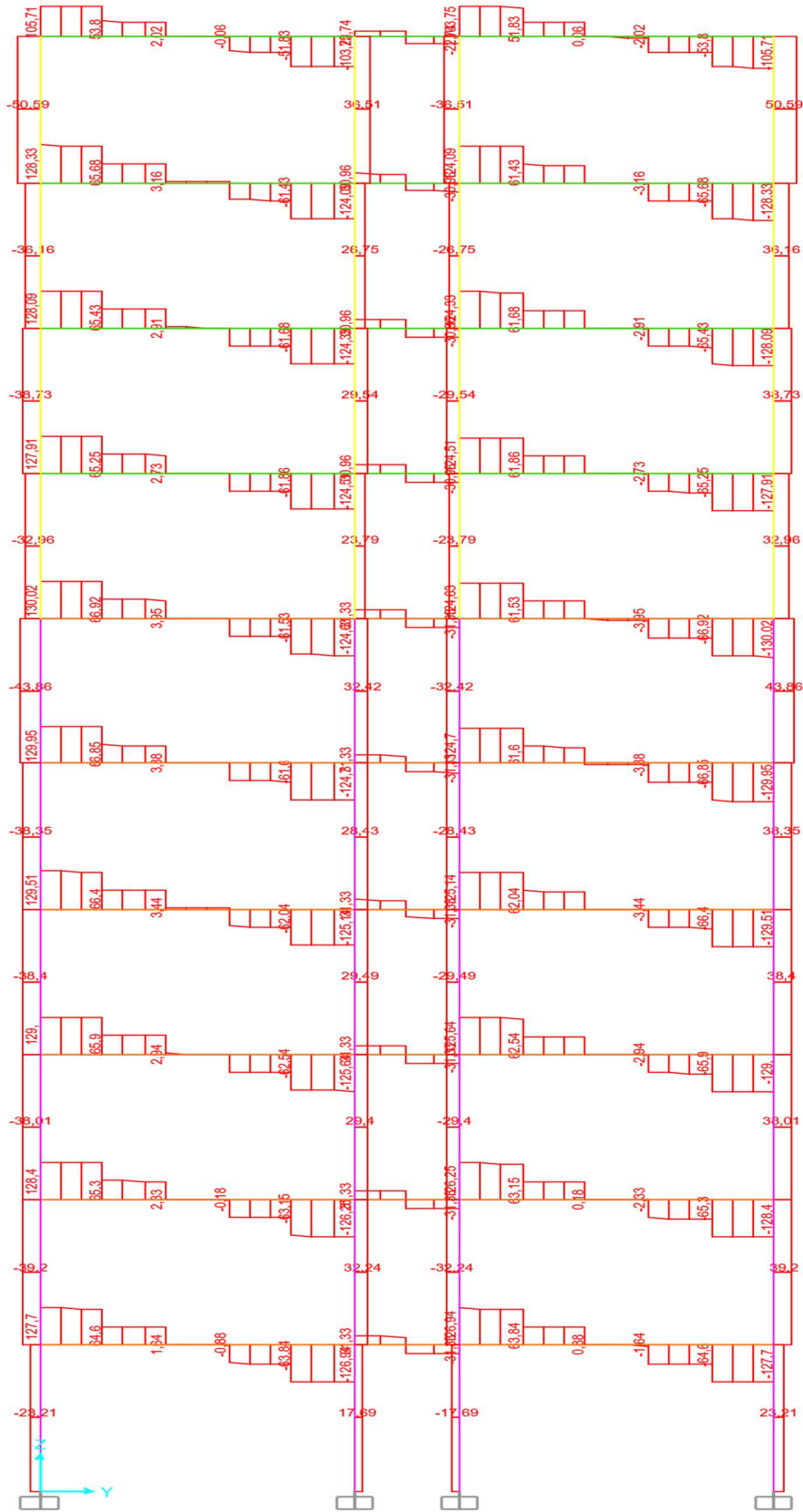
- EK A** : Çerçeve Doğrultusu Kuvvet ve Moment Diyagramları
EK B : Yapı Perspektif Görünüşü
EK C : Temel Aplikasyon Planı
EK D : Kat Planları
EK E : Bina Enine Doğrultuda Sistem Enkesitleri
EK F : Bina Boyuna Doğrultuda Sistem Enkesitleri



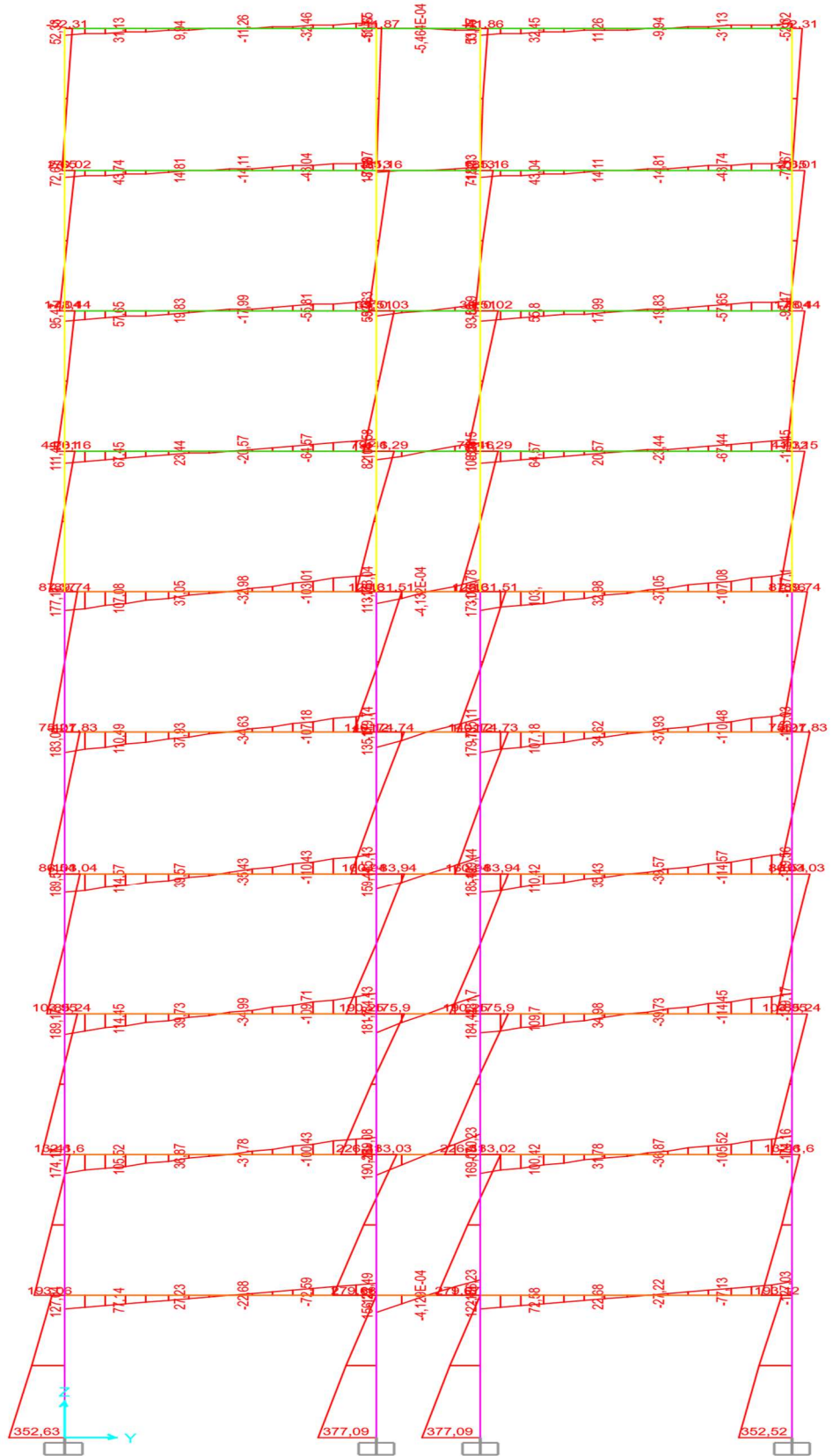


Şekil A.1 11 Aksı ($1.505 G + Q + 0.2 S$) yük birleşimi moment diyagramı

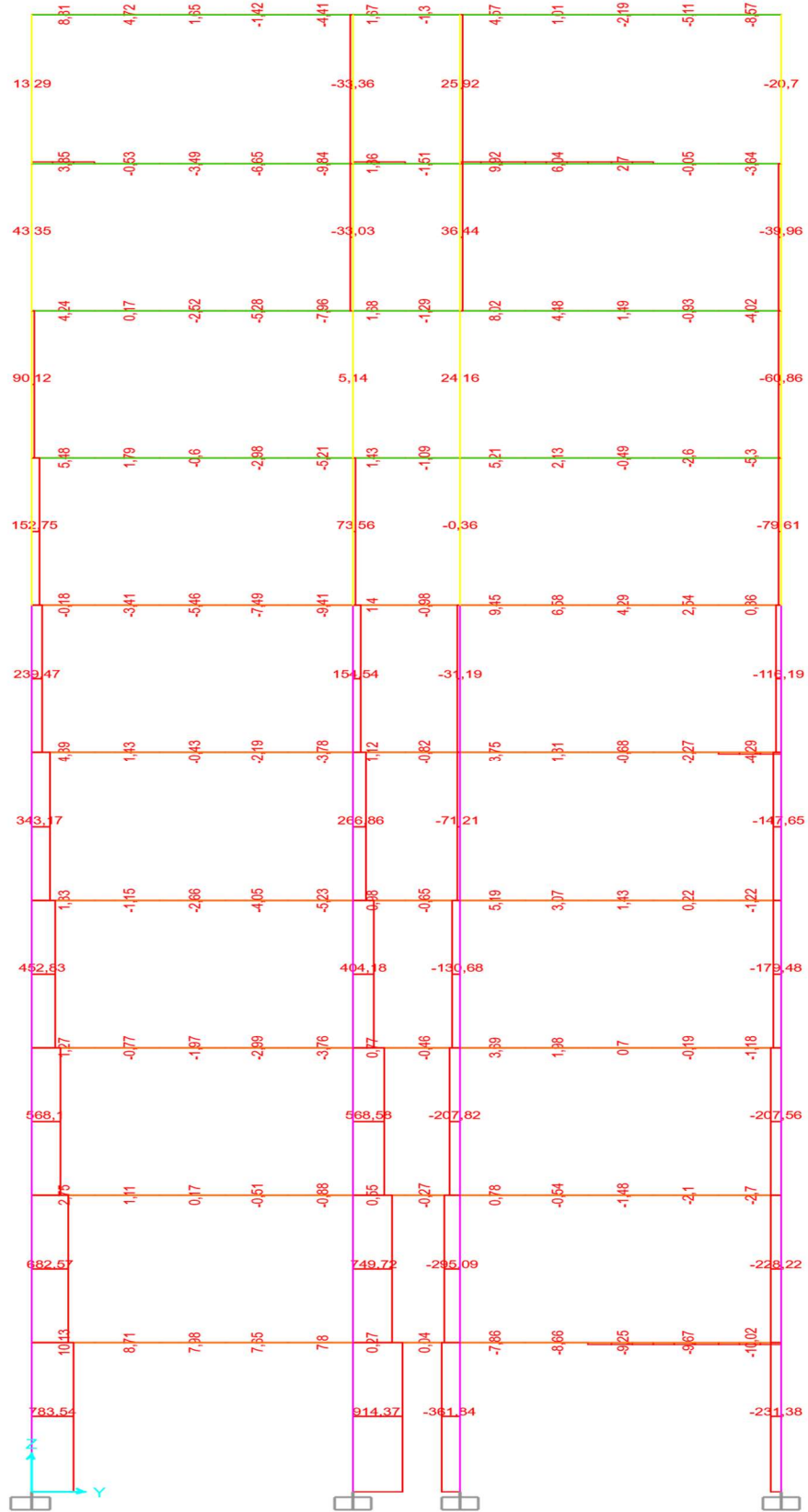
Şekil A.2 11 Aksı ($1.505 G + Q + 0.2 S$) yük birleşimi normal kuvvet diyagramı



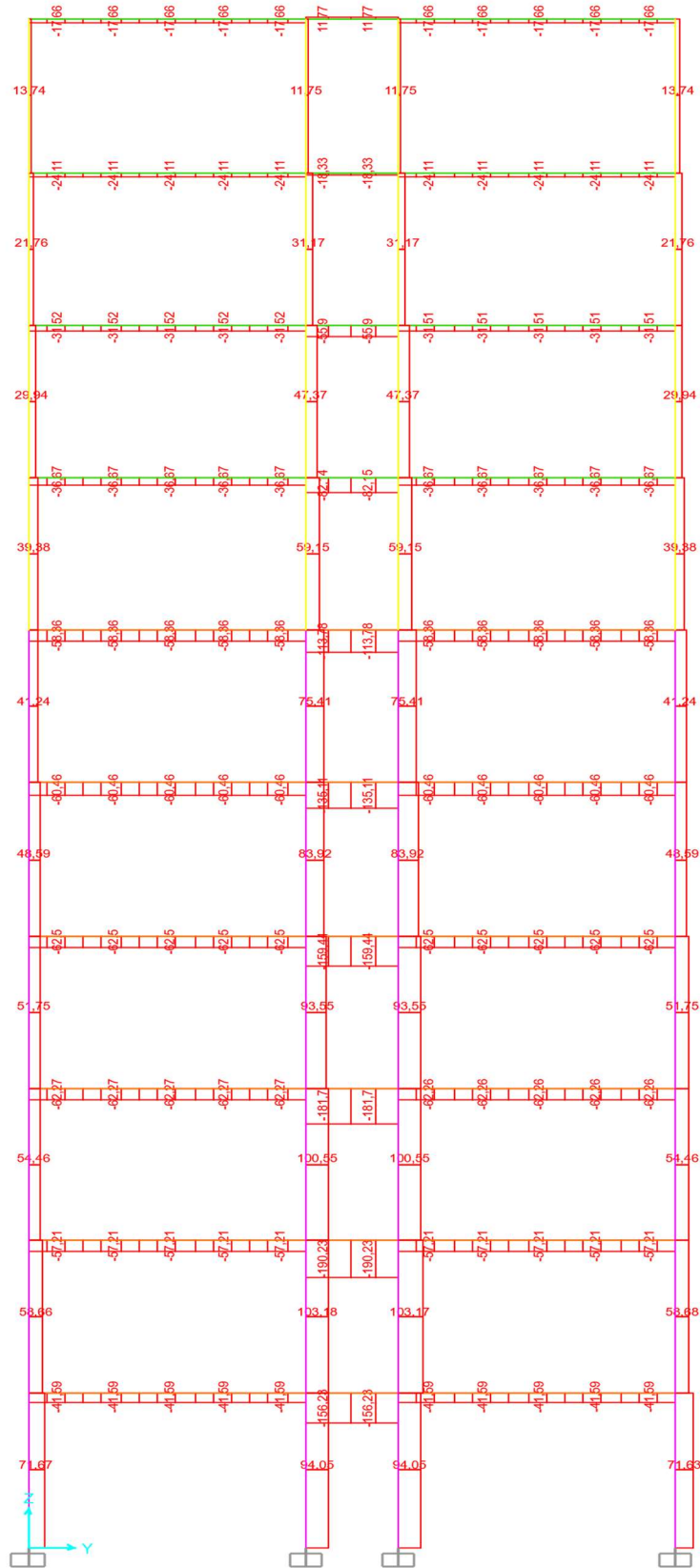
Şekil A.3 11 Aksı ($1.505 G + Q + 0.2 S$) yük birleşimi kesme kuvveti diyagramı



Şekil A.4 11 Aksı ($0.3E_x + E_y$) yük birleşimi moment diyagramı



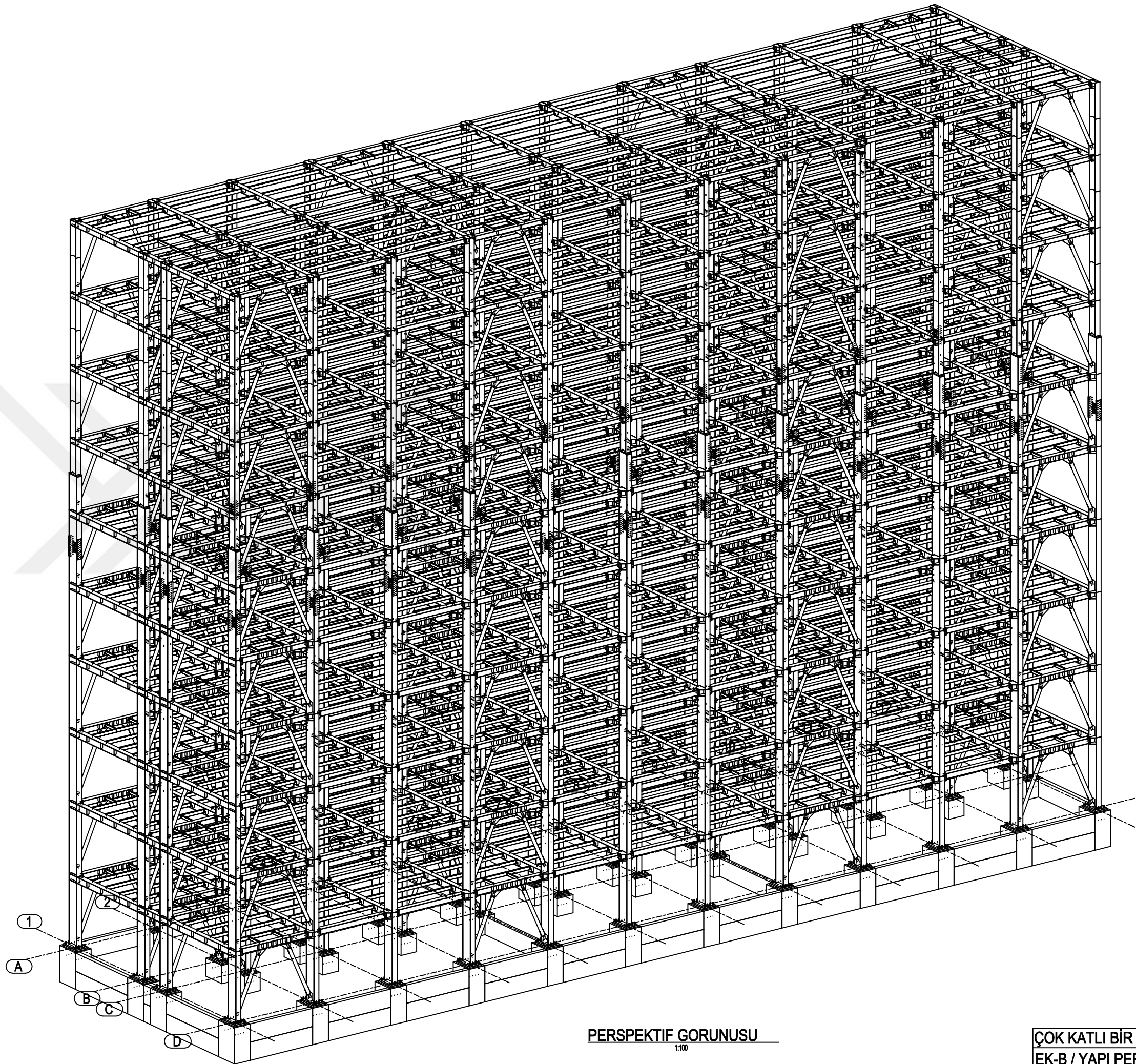
Şekil A.5 11 Aksı $(0.3E_x + E_y)$ yük birleşimi normal kuvvet diyagramı



Şekil A.6 11 Aksı ($0.3E_x + E_y$) yük birleşimi kesme kuvveti diyagramı



EK-B

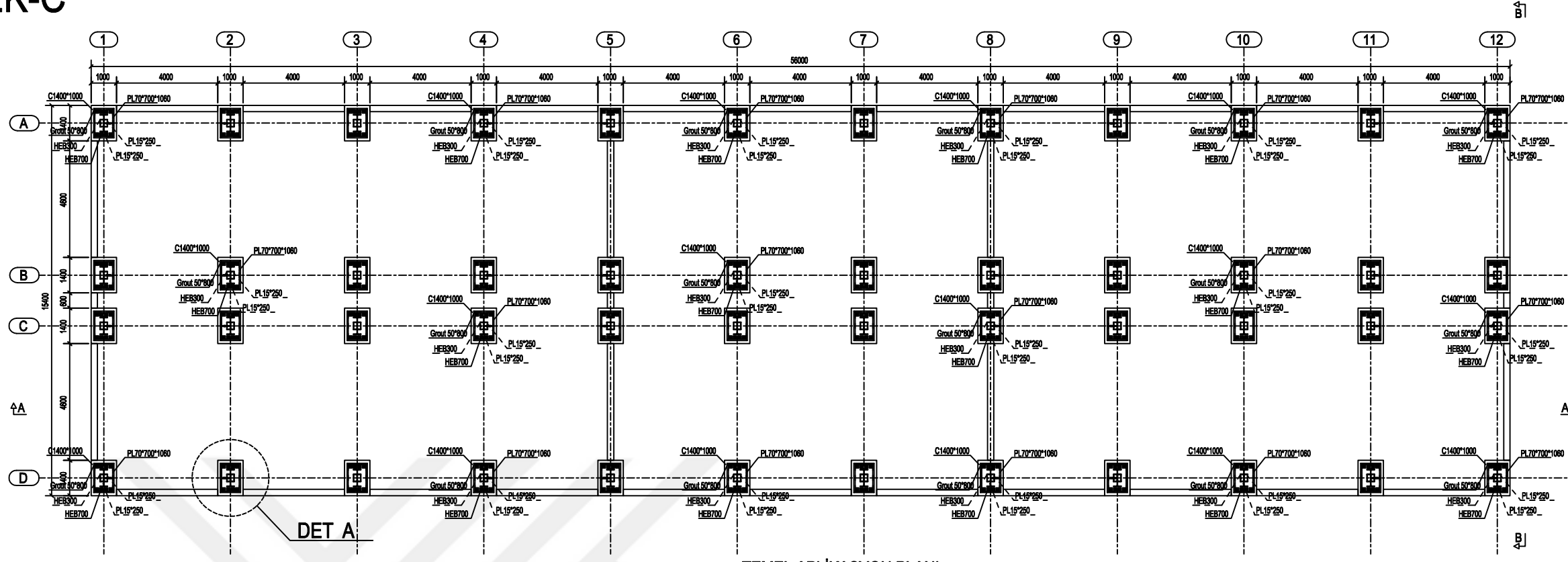


PERSPEKTİF GÖRÜNÜŞÜ
1:100

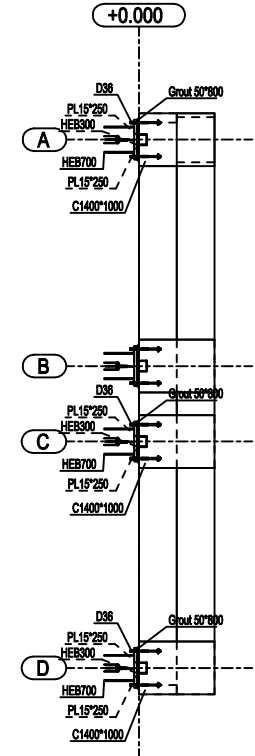
ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI
EK-B / YAPI PERSPEKTİF GÖRÜNÜŞÜ
BURAK TÜTÜNCÜ - 501161004
11.06.2019 - Ölçek 1/100



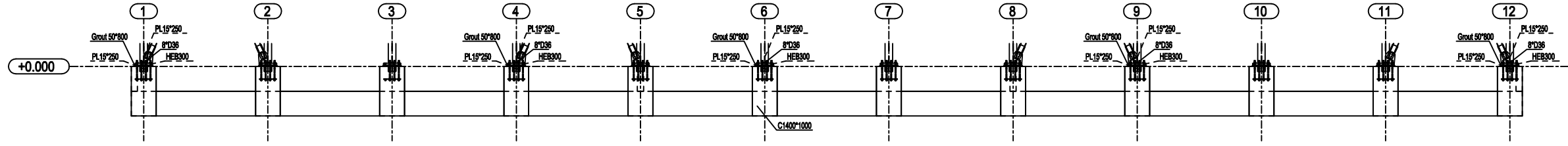
EK-C



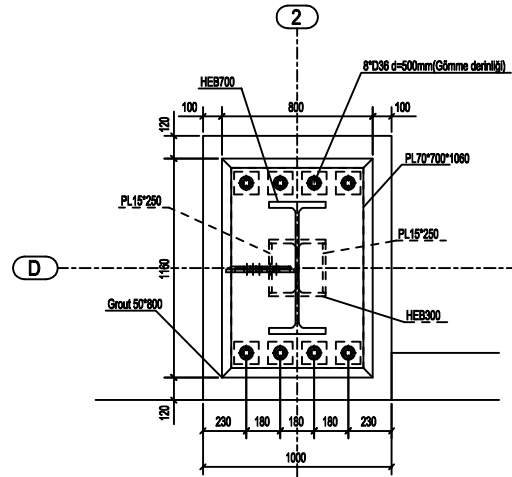
TEMEL APLİKASYON PLANI
1:100



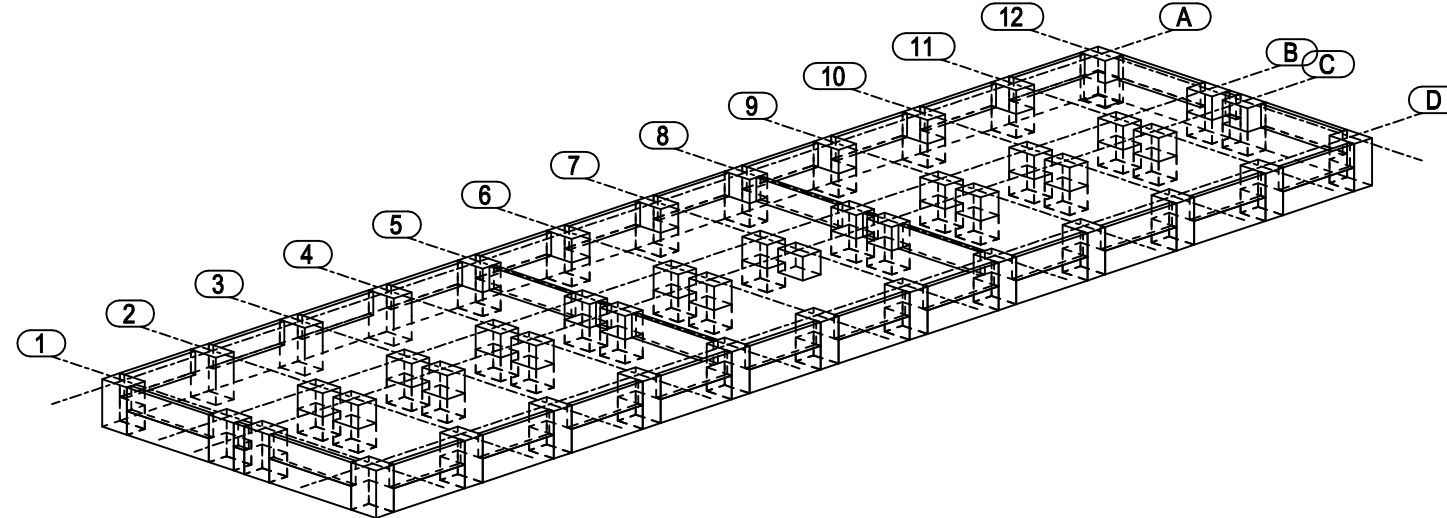
B - B KESİTİ
1:100



A - A KESİTİ
1:100



TİPİK DETAY-A
1:20

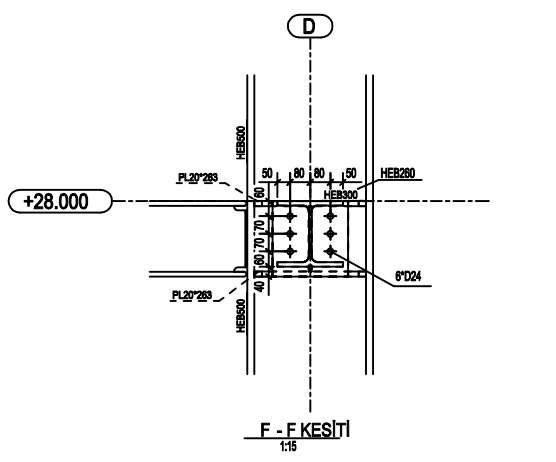
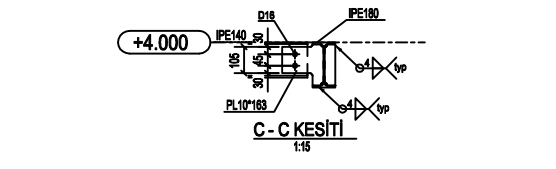
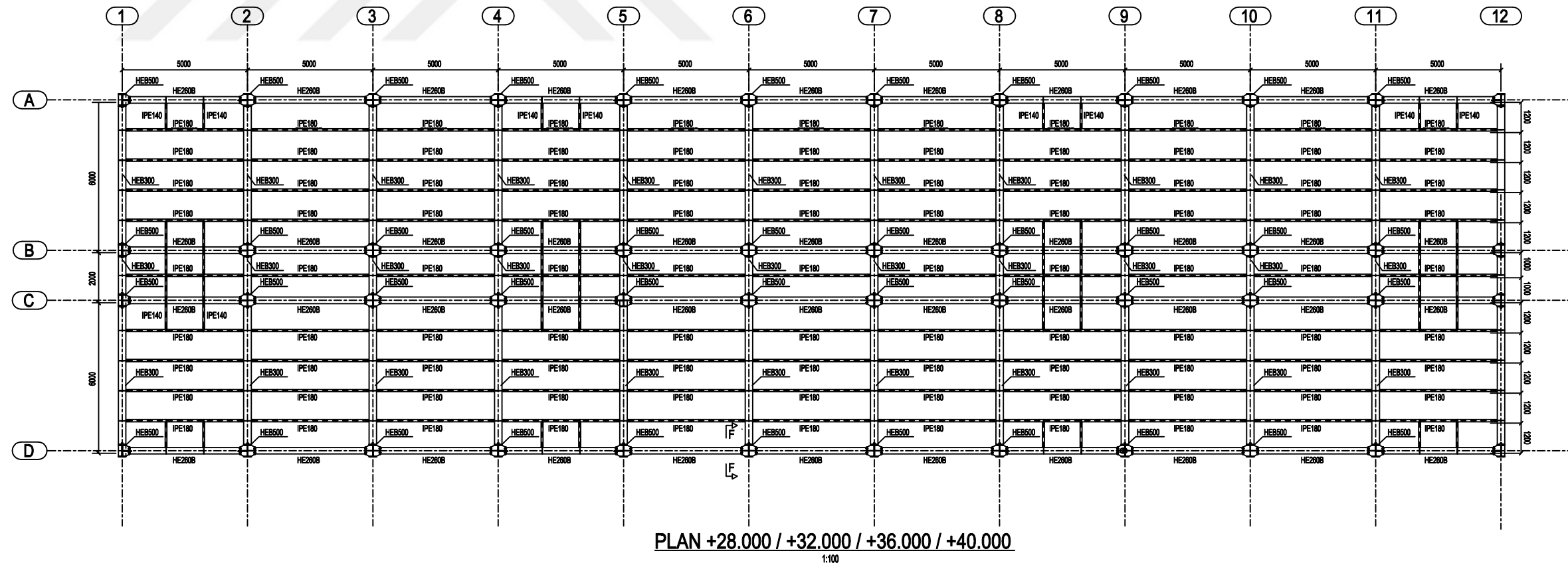
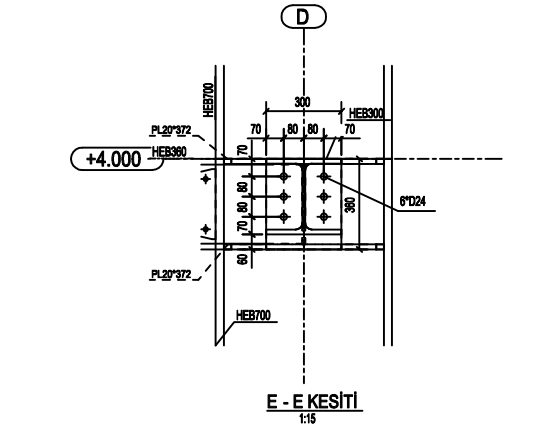
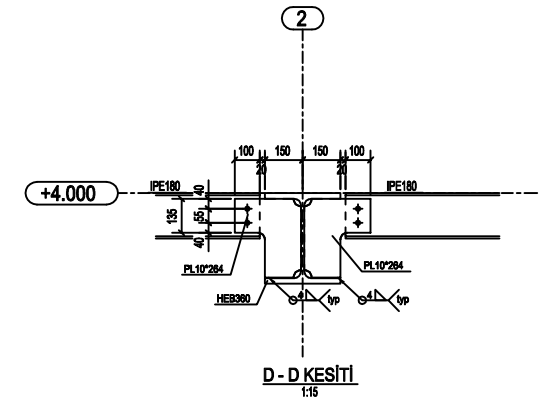
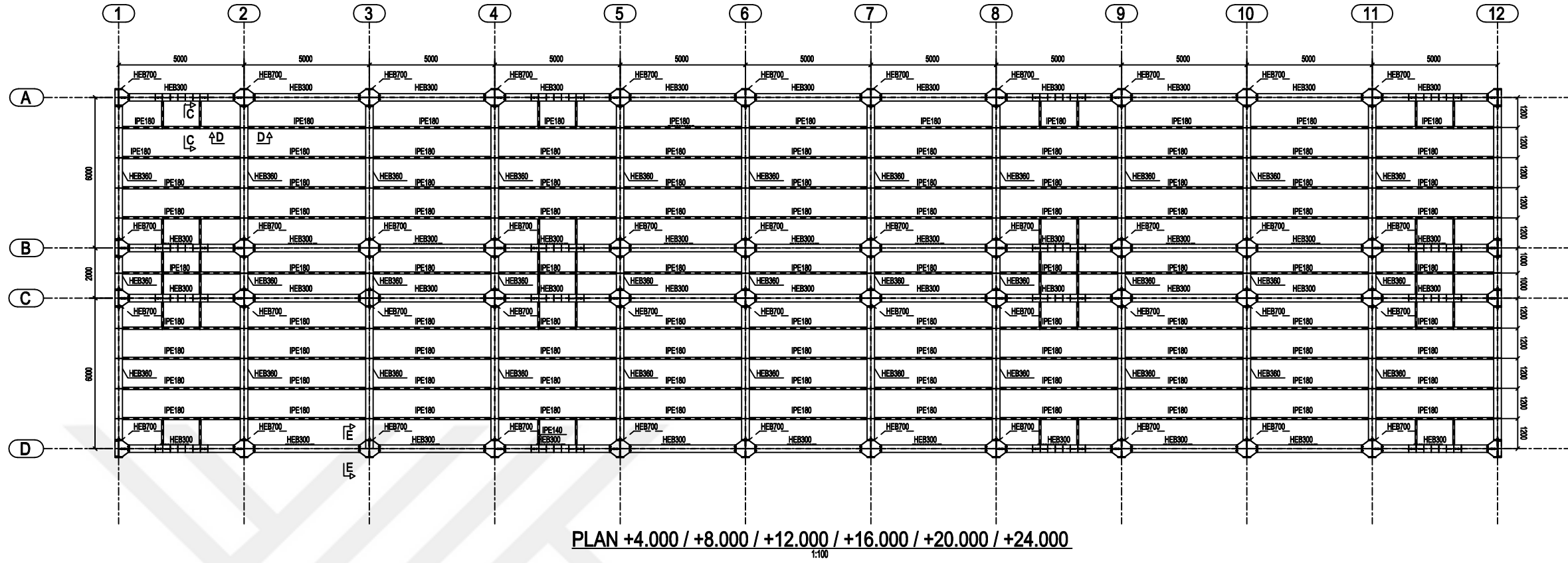


PERSPEKTİF GÖRÜNÜŞÜ
1:150

ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI
EK-C / TEMEL APLİKASYON PLANI
BURAK TÜTÜNCÜ - 501161004
11.06.2019 - Ölçek 1/100



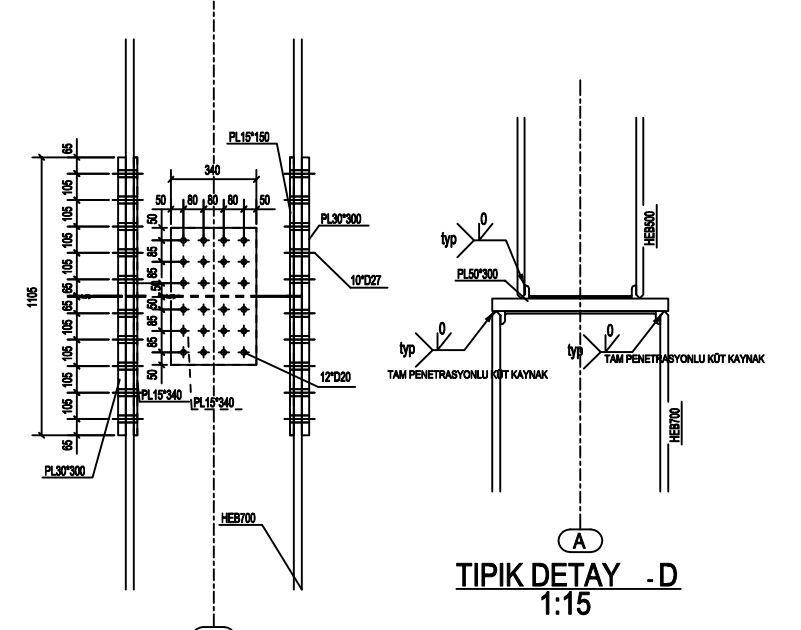
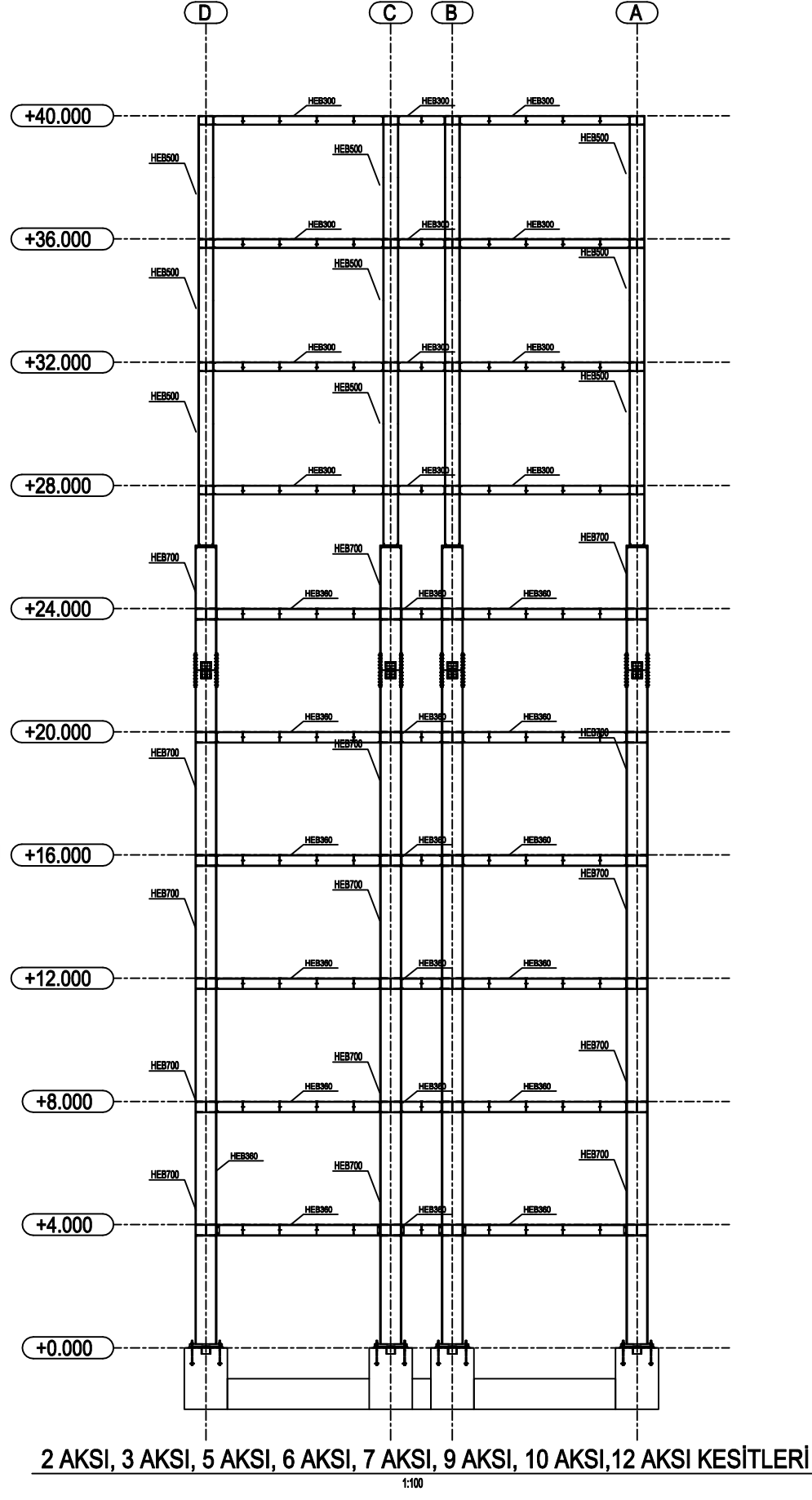
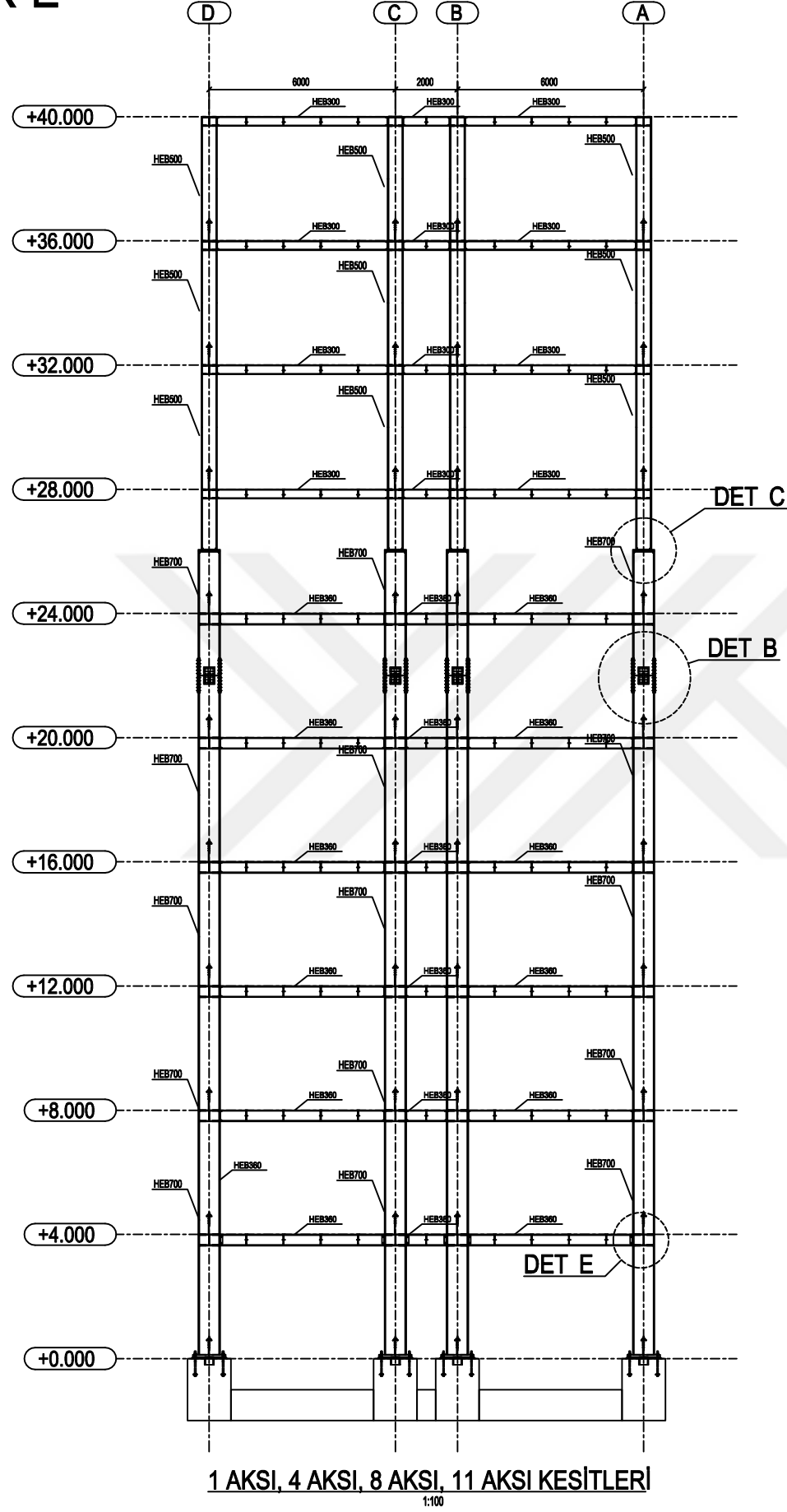
EK-D



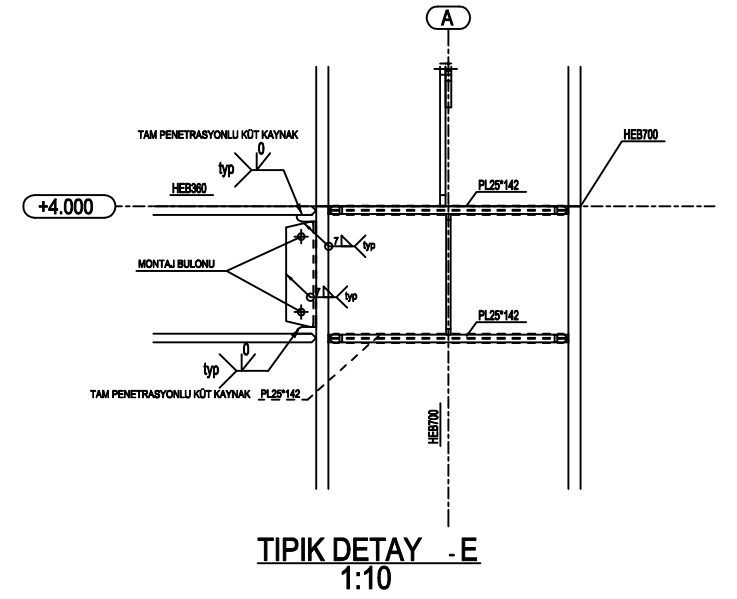
ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI
EK-D / KAT PLANLARI
BURAK TÜTÜNCÜ - 501161004
11.06.2019 - Ölçek 1/100



EK-E



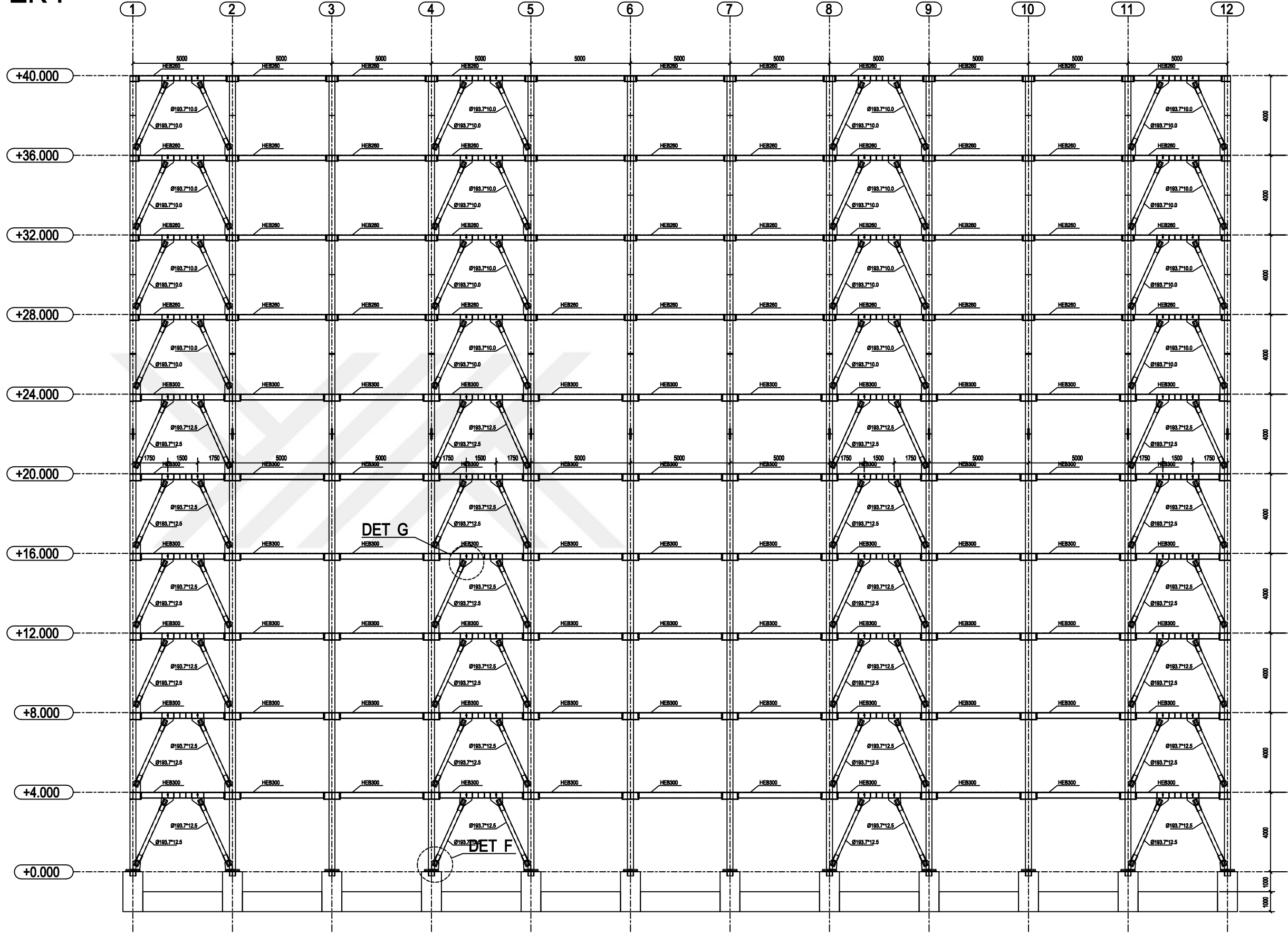
TIPIK DETAY -B
1:15



ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI
EK-E / BİNA ENİNE DOĞRULTUDA SİSTEM KESİTLERİ
BURAK TÜTÜNCÜ - 501161004
11.06.2019 - Ölçek 1/100



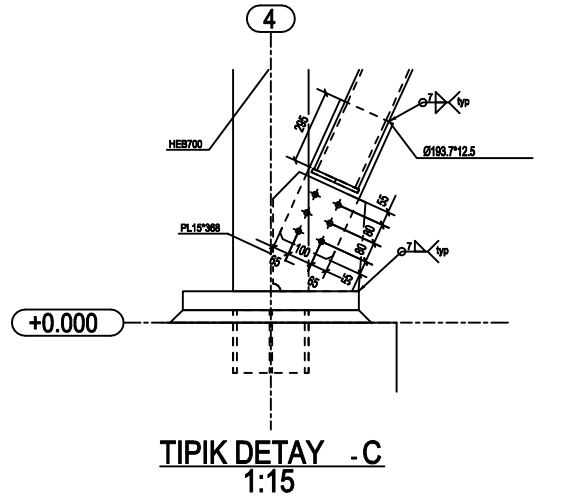
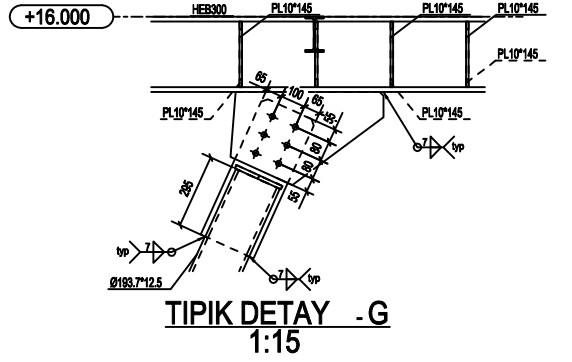
EK-F



DET G

DET F

A AKSI, B AKSI, C AKSI, D AKSI KESİTLERİ
1:100



ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI
EK-F / BİNA BOYUNA DOĞRULTUDA SİSTEM KESİTLERİ
BURAK TÜTÜNCÜ - 501161004
11.06.2019 - Ölçek 1/100



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Burak TÜTÜNCÜ
Doğum Tarihi ve Yeri : 22.08.1992 - GÖLCÜK
E-posta : buraktutuncu@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lise** : 2010, Kuleli Askeri Lisesi
- **Lisans** : 2015, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİM :

- Proje Mühendisi – 2015/2017, Teknik Yapı Proje
- Proje Mühendisi – 2017/- , Seza Mühendislik

