

**ÇOK KATLI BİR ÇELİK TOPLUKONUT BİNASININ
KARŞILAŞTIRMALI TASARIMI**

142634

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Y. Müh. Gökhan GÜÇLÜ

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 16Aralık 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 19 Aralık 2003**

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Alpay ÖZGEN

Diğer Jüri Üyeleri: Prof.Dr. Gülay ALTAY(B.Ü.)

Doç.Dr. Güliz BAYRAMOĞLU (İ.T.Ü.)

**YÜKSEKÖĞRETİM
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

ARALIK 2003

ÖNSÖZ

Tezin hazırlanması sırasında bana yol gösteren ve yardımları ile çalışmalarımı yönlendiren başta Sayın hocam Prof. Dr. Alpay ÖZGEN'e, Doç. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU'na ve çalıştığım kurum Dumlupınar Üniversitesi yetkililerine ve bu çalışmada bana yardımları olan herkese en içten dileklerimle teşekkürlerimi sunarım.

Gökhan GÜÇLÜ
İnşaat Mühendisi

15.12.2003

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	xi
ÖZET	xviii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
1.1. Çalışmanın Amacı ve Kullanılan Yöntem	1
1.2. Statik Sistem ve Aksların Görünümü	1
2. DEPREM VE RÜZGAR YÜKÜ ANALİZİ	16
2.1. Düşey Yükler	16
2.2. Yatay yükler	16
2.2.1. Deprem yükleri	16
2.2.2. Rüzgar yükleri	25
2.2.3. İkinci mertebe etkilerinin P-Δ analizi ile incelenmesi	27
3. HESAPTA KULLANILAN YÜK KOMBİNASYONLARI	29
4. TAŞIYICI ELEMANLARIN ENKESİT ÖZELLİKLERİ	33
4.1. Kullanılan Profillerin Enkesit Özellikleri	33
4.2. Kullanılan Malzeme Özellikleri	35
5. BİRLEŞİM VE DETAY HESAPLARI	36
5.1. Kolon Ayaklarının Teşkili ve Ankraj Detayları	36
5.1.1. Ankastre kolon ayakları	37
5.1.1.1. Bulonlar için inceleme	38
5.1.1.2. Diğer elemanların boyutlandırılması	39
5.1.2 Yarı ankastre kolon ayakları	42
5.1.2.1. Bulonlar için inceleme	43
5.1.2.2. Diğer elemanların boyutlandırılması	43
5.1.3. Basit kolon ayağı	46
5.2. Dışmerkez Çaprazların Teşkili ve Bağlantısı	51
5.2.1. Dışmerkez ters V HE 180-B çaprazlarının incelenmesi	51
5.2.2. Dışmerkez diyagonal HE 180-B çaprazlarının incelenmesi	60
5.2.3. Dışmerkez ters V HE 140-B çaprazlarının incelenmesi	65
5.2.4. Dışmerkez diyagonal HE 140-B çaprazlarının incelenmesi	72
5.3. Kolon Kiriş Birleşimleri	76
5.3.1. Basit bağlı kolon kiriş birleşimi	76
5.3.2. Rijit bağlı kolon kiriş birleşimi	80
5.3.2.1. Rijit bağlı kiriş eki	81
5.3.2.2. Rijit kolon gövdesi kiriş birleşimi	84
5.3.2.3. Rijit kolon başlığı kiriş birleşimi	87
5.4. Kolon Ekleri	88

6. TEMEL HESABI	92
6.1. Yük Kombinasyonları	92
6.2. Temel Yüksekliği ve Radye Temel Donatılarının Belirlenmesi	94
6.3. Gerekli Ek Donatıların Belirlenmesi	97
7. MUKAVEMET HESAPLARI	102
7.1. Tali Kirişlerin Mukavemet Hesabı	102
7.1.1. Kompozit kiriş hesabı	102
7.1.2. Kompozit petek kiriş hesabı	108
7.2. Kolona Basit Bağlı Kat Kirişlerinde Mukavemet Hesabı	111
7.3. Kolona Rijit Bağlı Kat Kirişlerinde Mukavemet Hesabı	114
7.4. Kolonların Mukavemet Hesabı	117
7.5. Çaprazların Mukavemet Hesabı	122
7.5.1. HE 180-B Çaprazlarının Mukavemet Hesabı	122
7.5.2. HE 140-B Çaprazlarının Mukavemet Hesabı	123
8. EC-3 VE TS-648 ARASINDA KARŞILAŞTIRMA	126
8.1. TS-648 ile EC-3 Hesap Yöntemleri Arasındaki Temel Fark	126
8.1.1. Sınır durumlara göre boyutlandırmada esas alınan kriterler	126
8.2 TS-648 ile EC-3 İçin Taşıyıcı Eleman Kesitlerinin Karşılaştırılması	127
8.2.1. EC-3 için bulunan sonuçlar	128
8.2.2. TS-648 için bulunan sonuçlar	130
8.3. Değerlendirme	131
KAYNAKLAR	133
ÖZGEÇMİŞ	135

KISALTMALAR

SI	: Uluslararası Birim Sistemi
ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
TS-498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
EC-3	: Eurocode No3: Common Unified Rules for Steel Structures
EC-8	: Eurocode No8: Common Unified Rules for Structures in Seismic Regions
TS-500	: Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları



TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 2.1	: Fiktif yük değerleri	17
Tablo 2.2	: X yönünde binanın birinci doğal titreşim periyodu	18
Tablo 2.3	: Y yönünde binanın birinci doğal titreşim periyodu	18
Tablo 2.4	: Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü(F_i)	20
Tablo 2.5	: X yönünde A1 burulma düzensizliği kontrolü(η_{bi})	21
Tablo 2.6	: Y yönünde A1 burulma düzensizliği kontrolü(η_{bi})	21
Tablo 2.7	: X yönünde B2 yumuşak kat düzensizliği kontrolü(η_{ki})	22
Tablo 2.8	: Y yönünde B2 yumuşak kat düzensizliği kontrolü(η_{ki})	23
Tablo 2.9	: X yönünde $(\Delta_i)_{max}/h_i$ göreli kat ötelemelerinin kontrolü	23
Tablo 2.10	: Y yönünde $(\Delta_i)_{max}/h_i$ göreli kat ötelemelerinin kontrolü	24
Tablo 2.11	: X yönünde Θ_i ikinci mertebe gösterge değerlerinin kontrolü	24
Tablo 2.12	: Y yönünde Θ_i ikinci mertebe gösterge değerlerinin kontrolü	25
Tablo 2.13	: Rüzgar yüklemesinden dolayı meydana gelen kesme kuvvetleri	26
Tablo 2.14	: Rüzgar yüklemesinden bulunan $(\Delta_i)_{max}$ ve d_i değerleri	26
Tablo 3.1	: Düşey Yük Kombinasyonları	30
Tablo 3.2	: Rüzgar Yüklemesine Ait Yük Kombinasyonları	30
Tablo 3.3	: Deprem Yüklemesine Ait Yük Kombinasyonları	30
Tablo 4.1	: Kiriş profillerinin enkesit özellikleri	34
Tablo 4.2	: Kolon profillerinin enkesit özellikleri	34
Tablo 4.3	: Çapraz profillerinin enkesit özellikleri	34
Tablo 4.4	: BS-25 ve St-52'nin malzeme özellikleri	35
Tablo 5.1	: Kolon zemin reaksiyon etkilerinin sınırlandırılma durumu	37
Tablo 5.2	: Kiriş kolon birleşimini sağlayan kaynakların hesap değerleri ve geometrik özellikleri	85
Tablo 6.1	: Temel betonarme hesabı için düşey yük kombinasyonu	92
Tablo 6.2	: Temel betonarme hesabı için deprem yatay yük kombinasyonları	92
Tablo 6.3	: Temel betonarme hesabı için rüzgar yatay yük kombinasyonları	93
Tablo 6.4	: Zemin gerilmesi kontrolü için düşey yük kombinasyonu	94
Tablo 6.5	: Zemin gerilmesi kontrolü için deprem yatay yük kombinasyonları	94
Tablo 6.6	: Zemin gerilmesi kontrolü için rüzgar yatay yük kombinasyonları	94
Tablo 8.1	: EC-3'e göre taşıyıcı elemanların kesit tesiri/	128

Tablo 8.2	mukavemet dayanımı oranları : EC-3 kesitlerine göre X yönünde $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ göreli kat ötelemeleri	129
Tablo 8.3	: EC-3 kesitleri için WX yüklemesinde oluşan $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ ve $(d_i)_{\max}$ değerleri	129
Tablo 8.4	: TS-648'e göre taşıyıcı elemanların kesit gerilmeleri/ emniyet gerilmeleri oranları	130
Tablo 8.5	: TS-648 kesitleri için WX yüklemesinde oluşan $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ ve $(d_i)_{\max}$ değerleri	130
Tablo 8.6	: EC-3 kesitlerine göre X yönünde $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ göreli kat ötelemeleri	131



ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 1.1	: Bina genel görünümü 3
Şekil 1.2a	: Çatı katı kalıp planı (Kat 19) 4
Şekil 1.2b	: Zemin kat kalıp planı 4
Şekil 1.3	: 1 ve 7 no'lu aksların görünüşü 5
Şekil 1.4	: 2 ve 6 no'lu aksların görünüşü 5
Şekil 1.5	: 3 ve 5 no'lu aksların görünüşü 6
Şekil 1.6	: 4 no'lu aksın görünüşü 6
Şekil 1.7	: A ve H isimli aksların görünüşü 7
Şekil 1.8	: B ve G isimli aksların görünüşü 7
Şekil 1.9	: C ve F isimli aksların görünüşü 8
Şekil 1.10	: D ve E isimli aksların görünüşü 8
Şekil 1.11	: Trapezoidal sacın çalışma yönleri (Lokal Aksları) 9
Şekil 1.12	: Döşeme hareketli (canlı) yükünün çalışma yönleri 10
Şekil 1.13	: Döşeme kaplama yükünün çalışma yönleri 11
Şekil 1.14	: Döşeme bölme duvar yükünün çalışma yönleri 12
Şekil 1.15	: Kolon dış cephe çizgisel yüklemesi genel görünümü 13
Şekil 1.16a	: QX yüklemesinde şekil değişimi 14
Şekil 1.16b	: QY yüklemesinde şekil değişimi 14
Şekil 1.17a	: WX yüklemesinde şekil değişimi 14
Şekil 1.17b	: WY yüklemesinde şekil değişimi 14
Şekil 1.18a	: QX ve WX deplasmanları genel görünümü 15
Şekil 1.18b	: QY ve WY deplasmanları genel görünümü 15
Şekil 2.1	: Spektrum eğrisi 19
Şekil 2.2	: P-Δ analizi sonuçları 28
Şekil 4.1	: EC-3'te profiller için tanımlanan kuvvetli ve zayıf eksenlerin gösterimi 35
Şekil 5.1	: Kat planı üzerinde kolonların yerleşimi ve isimleri 36
Şekil 5.2	: I_p uzunluğu boyunca taban levhasının geometrik özellikleri 38
Şekil 5.3	: Ankastre taban levhası boyutlandırma geometrisi 39
Şekil 5.4	: Ankastre taban levhası detayı 42
Şekil 5.5	: Ankastre taban levhası detayı üstten görünüş 42
Şekil 5.6	: Yarı ankastre taban levhası detayı üstten görünüş 46
Şekil 5.7	: Yarı ankastre taban levhası detayı 46
Şekil 5.8	: Basit mafsallı taban levhası detayı üstten görünüş 50
Şekil 5.9	: Basit mafsallı taban levhası detayı 50
Şekil 5.10	: Ters V çaprazının geometrik özellikleri 51
Şekil 5.11	: Ters V çaprazlarında kuvvetlerin etki yönlerinin gösterimi 52
Şekil 5.12	: Diyagonal profilinin birleşim levhasına bağlantısının detayı 57
Şekil 5.13	: Profilin birleşim levhasına bağlantısının a-a enkesit 57

	detayı	
Şekil 5.14	: Sağ alt kısımdaki kolon kiriş çapraz birleşimi	58
Şekil 5.15	: Şekil 5.14'te verilen detayın üstten görünümü	58
Şekil 5.16	: Birleşim levhasının enkesit görünümü	59
Şekil 5.17	: Diyagonallerin üst kirişe dışmerkez bağlantı detayı	59
Şekil 5.18	: Dışmerkez güçlendirilmiş çerçevenin genel görünümü	60
Şekil 5.19	: Diyagonal güçlendirme elemanının geometrik özellikleri	61
Şekil 5.20	: Sol üstte kirişin kolon başlığına bağlantısı detayı	64
Şekil 5.21	: Kolon kiriş birleşimi üstten görünüşü	64
Şekil 5.22	: Dışmerkez HE 180-B çaprazının genel görünümü	65
Şekil 5.23	: HE 140-B için sağ alt kısımdaki kiriş kolon çapraz birleşimi	70
Şekil 5.24	: HE 140-B Diyagonallerin üst kirişe dışmerkez bağlantı detayı	71
Şekil 5.25	: HE 140-B için sol alt kısımdaki kiriş kolon çapraz birleşimi	72
Şekil 5.26	: HE 140-B diyagonal güçlendirme elemanının geometrik özellikleri	73
Şekil 5.27	: HE 140-B diyagonal güçlendirme elemanının sağ altta kiriş kolon çapraz birleşimi	76
Şekil 5.28	: Kiriş gövdesinde kullanılan bulon ve korniyerin geometrik özellikleri	77
Şekil 5.29	: Makaslama kopması kontrol geometrisi	79
Şekil 5.30	: Basit bağlı kolon kiriş detayı	80
Şekil 5.31	: Basit bağlı kolon kiriş 3-3 enkesit detayı	80
Şekil 5.32	: Basit bağlı kolon kiriş 4-4 enkesit detayı	80
Şekil 5.33	: HE 240-B kiriş ekinin enkesit görünümü	81
Şekil 5.34	: HE 240-B kirişinin başlık ekinin boyutu ve bulonların yerleşiminin görünümü	82
Şekil 5.35	: HE 240-B kirişinin gövde ekinin boyutu ve bulonların yerleşiminin görünümü	83
Şekil 5.36	: Kiriş ve gusenin kolona oturan kısmının ve kaynakların gösterimi	85
Şekil 5.37	: Rijit kiriş kolon gövdesi birleşimi detayı	86
Şekil 5.38	: Rijit kiriş kolon birleşimi ve bulonların geometri detayı	87
Şekil 5.39	: Kolon başlık eki levhası ve bulonların geometri detayı	89
Şekil 5.40	: Kolon gövde eki levhası ve bulonların geometri detayı	90
Şekil 5.41	: Kolon eki detayı	91
Şekil 5.42	: Kolon gövde eki enkesit görünümü	91
Şekil 6.1	: Zımbalama çevresinin görünümü	95
Şekil 6.2	: X yönü üst yüzey radye ek donatı bölgesi	98
Şekil 6.3	: X yönü alt yüzey radye ek donatı bölgesi	99
Şekil 6.4	: Y yönü üst yüzey radye ek donatı bölgesi	100
Şekil 6.5	: Y yönü alt yüzey radye ek donatı bölgesi	101
Şekil 7.1	: Tarafsız eksenin beton başlıktan geçmesi halinde M_{pl} plastik momentinin hesabı	102
Şekil 7.2	: Kompozit kiriş hesabında kullanılan en elverişsiz durum	103
Şekil 7.3	: Tarafız eksenin çelik kiriş başlığından geçmesi halinde M_{pl} plastik momentinin hesabı	104
Şekil 7.4	: Bulon kamalar ve boyutları	105

Şekil 7.5	: Kamaların kiriş boyunca(boyuna) görünümü	106
Şekil 7.6	: Kamaların kiriş enkesitinde (enine) görünümü	106
Şekil 7.7	: Petek kiriş üzerinde kullanılan büyüklüklerin gösterilmesi	108
Şekil 7.8	: HE100-B profilinin geometrik özellikleri	109
Şekil 7.9	: HE100-B profilinin kesim uygulandıktan sonra petek kiriş halinin geometrik özellikleri	109
Şekil 7.10	: Kompozit petek kiriş enkesitine gelen yüklerin gösterimi	110
Şekil 7.11	: B-70 kirişinin H2 kombinasyonu için kesme kuvveti diyagramı	112
Şekil 7.12	: B-70 kirişinin H2 kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı	112
Şekil 7.13	: B-70 kirişinin plan görünüşü	113
Şekil 7.14	: B-22 kirişinin HWYE kombinasyonu için kesme kuvveti diyagramı	114
Şekil 7.15	: B-22 kirişinin HWYE kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı	114
Şekil 7.16	: B-5 kirişinin H1WYE kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı	116
Şekil 7.17	: C-13 kolonunun kuvvetli eksen burkulma boyu(s_{ky}) düzlemi	118
Şekil 7.18	: C-13 kolonunun zayıf eksen burkulma boyu(s_{kz}) düzlemi	118

SEMBOL LİSTESİ

A_0	: Etkin Yer İvmesi Katsayısı
I	: Bina Önem Katsayısı
n	: Hareketli Yük Katılım Katsayısı
Z_1	: Yerel Zemin Sınıfı
T_A, T_B	: Spektrum Karakteristik Periyotları
R	: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
T_{1A}	: Binanın ampirik bağıntı ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
H_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği
F_{fi}	: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkileyen fiktif yük
d_{fi}	: Binanın i'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
m_i	: Binanın i'inci katının kütlesi
w_i	: Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
g_i	: Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük
q_i	: Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
g	: Yerçekimi ivmesi ($9,81 \text{ m/s}^2$)
H_i	: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği
T	: Bina doğal titreşim periyodu
$S(T)$	: Spektrum Katsayısı
$A(T)$	: Spektral İvme Katsayısı
$\sum M$	: Yapının toplam kütlesi
$\sum W$	: Yapının toplam ağırlığı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
ΔF_N	: Binanın tepesine etkileyen ek eşdeğer deprem yükü
F_i	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde i'inci kata etkileyen eşdeğer deprem yükü
$(\Delta_i)_{\max}$	: Binanın i'inci katındaki maksimum görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{\min}$	: Binanın i'inci katındaki minimum görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	: Binanın i'inci katındaki ortalama görelî kat ötelemesi
d_i	: Binanın i'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yer değiştirme
η_{bi}	: Burulma düzensizliği katsayısı
D_i	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde burulma düzensizliği olan binalar için i'inci kata $\pm$ %5 ek dışmerkezliğe uygulanan büyütme katsayısı

η_{ki}	: i'inci katta tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
Θ_i	: i'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri
V_i	: i'inci kattaki kesme kuvveti
$\sum w_j$	: i'inci katın üstündeki kat ağırlıkları toplamı
q_w	: Emme (hız basıncı)
p_w	: Rüzgar Basıncı
C_p	: Emme Katsayısı
$\sum WX$	: X yönü için rüzgar yüklemesi taban kesme kuvveti
$\sum WY$	: Y yönü için rüzgar yüklemesi taban kesme kuvveti
B_y	: Y yönünde yapının yüzey genişliği
B_x	: X yönünde yapının yüzey genişliği
H_{wi}	: i'inci katın emme basıncına göre değişken yükseklik aralığı
p_{wi}	: i'inci katın emme basıncı değeri
$f_{max} X$	: X yönünde rüzgar yüklemesinde diyaframlarda meydana gelen maksimum yerdeğiştirme
$f_{max} Y$	: Y yönünde rüzgar yüklemesinde diyaframlarda meydana gelen maksimum yerdeğiştirme
h	: Profil yüksekliği
b	: Profil başlık genişliği
t_w	: Profil gövde kalınlığı
t_f	: Profil başlık kalınlığı
r	: Profil boyun eğriligi
A	: Profil enkesit alanı
d	: Profil gövdesinin düz kısmının uzunluğu
I_y	: Kuvvetli eksen atalet momenti
I_z	: Zayıf eksen atalet momenti
W_y	: Kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti
W_z	: Zayıf eksen elastik mukavemet momenti
$W_{pl,y}$	: Kuvvetli eksen plastik mukavemet momenti
$W_{pl,z}$	: Zayıf eksen plastik mukavemet momenti
i_y	: Kuvvetli eksen atalet yarıçapı
i_z	: Zayıf eksen atalet yarıçapı
I_t	: Enkesitin burulma dayanımı
I_w	: Enkesitin çarpılma dayanımı
N_{sd}	: Kolon basınç kuvveti tasarım değeri
V_{sd}	: Kolon kesme kuvveti tasarım değeri
M_{sd}	: Ankastrelik momenti tasarım değeri
e	: M_{sd}/N_{sd} dışmerkezliği
b_p	: Taban levhası genişliği
l_p	: Taban levhası uzunluğu
h_z	: Çekme ankrajının basınç kenarına mesafesi
k_x	: Lineer birim uzama diyagramı kabulünde tarafsız eksenin basınç kenarından mesafesi oranı
k_z	: k_x 'e göre belirlenen bir sayı
D_c	: Beton basınç kuvveti
f_{cd}	: Betonun tasarım basınç dayanımı
Z_s	: Ankraj kuvveti
V_z	: Taban levhası hesabında çekme bölgesinde hesaplanan kesme kuvveti

M_z	: Taban levhası hesabında çekme bölgesinde hesaplanan eğilme momenti
V_c	: Taban levhası hesabında basınç bölgesinde hesaplanan kesme kuvveti
M_c	: Taban levhası hesabında basınç bölgesinde hesaplanan eğilme momenti
l_c	: Beton basınç gerilmelerinin boyu
t_p	: Taban levhası kalınlığı
f_y	: Çeliğin akma gerilmesi
$\gamma_{M0}, \gamma_{M1}, \gamma_{M2}$	: Malzeme kısmi güvenlik çarpanları
τ	: Kayma gerilmesi
γ_{Mw}	: Kaynak için malzeme kısmi güvenlik çarpanı
f_u	: Çeliğin çekme dayanımı
$a_{w,f}$	: Başlık kaynak dikişlerinin kalınlığı
$a_{w,w}$	: Gövde kaynak dikişlerinin kalınlığı
a_w	: Kaynak dikişinin kalınlığı
A_w	: Kaynak dikişinin alanı
$A_{w,f}$	: Başlık(tek bir başlık) kaynak dikişlerinin alanı
$A_{w,w}$	: Gövde kaynak dikişlerinin alanı
$f_{w,Rd}$	: Kaynak dikişinin tasarım makaslama dayanımı
σ_w	: Kaynağa etkiyen normal gerilme
t	: Taban levhasının altındaki çimento harcının kalınlığı
l'	: Kayma kamasının çimento harcının altındaki kısımda boyu
$V_{c,Rd}$	: Kama başlığının temas ettiği yüzeyde beton kesme dayanımı
A_v	: Enkesit kesme kuvveti alanı
$V_{pl,Rd}$	: Enkesitin plastik kesme dayanımı
$V_{w,Rd}$	: Kaynakların plastik kesme dayanımı
$N_{fw,Rd}$	: Başlık kaynaklarının çekme dayanımı
ε_1	: Üç kenarından mesnetli plağın kenar oranı
ε_2	: İki kenarından mesnetli plağın kenar oranı
$m_{em,1}, m_{er,1}$	: Üç kenarından mesnetli plağın moment katsayıları
$m_{em,2}, m_{er,2}$	: İki kenarından mesnetli plağın moment katsayıları
b_1	: Berkitmeli taban plağının genişliği
a_1	: Berkitmeli taban plağının uzunluğu
a_a	: Gövde berkitmelerinin uzunluğu
a_b	: Başlık berkitmelerinin uzunluğu
h_s	: Berkitme yüksekliği
F_1, F_2	: Berkitmelere gelen kuvvetler
σ_c	: Betonda oluşan basınç gerilmesi
t_s	: Berkitme kalınlığı
$M_{er,1}, M_{er,2}$	: Maksimum plak momentleri
$\sigma_{R,w,1}$	: Berkitme levhasını taban levhasına bağlayan köşe kaynaklarda meydana gelen gerilme
$\sigma_{R,w,2}$	: Berkitme levhasını kolon başlığına bağlayan köşe kaynaklarda meydana gelen gerilme
σ_w	: Köşe kaynakta meydana gelen normal gerilme
d	: Bulon çapı
d_o	: Bulon deliği çapı
$F_{b,ek}$	: Başlık ekinin enkesit alanı

$F_{nb,ek}$	: Başlık ekinin net enkesit alanı
$\sum F_{nb,ek}$	: Toplam başlık eki net enkesit alanı
$\sum F_{ng,ek}$	: Toplam gövde eki net enkesit alanı
$F_{g,ek}$	: Gövde ekinin enkesit alanı
$F_{ng,ek}$	: Gövde ekinin net enkesit alanı
F_{np}	: Profilin net enkesit alanı
$t_{b,ek}$	: Başlık ek levhası kalınlığı
$\sum F_{n,ek}$	: Toplam net enkesit alanı
$N_{pl,Rd}$	: Brüt enkesit plastik tasarım dayanımı
$N_{u,Rd}$	: Net enkesitin sınır tasarım dayanımı
$N_{t,Rd}$	: Boyutlandırma çekme kapasitesi
$N_{b,ek}$	: Başlık ekine gelen eksenel kuvvet
$F_{v,Rd}$	: Bulonun makaslama dayanımı
$F_{b,Rd}$	: Bulonun delik cidarında ezilme dayanımı
e_1	: Kuvvet doğrultusunda delik ekseninden levha kenarına olan mesafe
e_2	: Kuvvete dik doğrultuda delik ekseninden levha kenarına olan mesafe
p_1	: Kuvvet doğrultusunda bir birleşim elemanı ekseninden diğer bir birleşim elemanı eksenine olan mesafe
p_2	: Kuvvete dik doğrultuda bir birleşim elemanı ekseninden diğer bir birleşim elemanı eksenine olan mesafe
k_s	: Delik büyüklüğünün ve formunun etkisini göz önüne alan katsayı
μ	: Yüksek mukavemetli bulonlarda sürtünme katsayısı
$F_{s,Rd}$	: Öngermeli yüksek mukavemetli bulonların sürtünme dayanımı
n	: Kullanılan bulon sayısı
g_φ	: Sabit yüklerden dolayı kirişte oluşan çizgisel yük
q_φ	: Hareketli yüklerden dolayı kirişte oluşan çizgisel yük
P_φ	: Kirişe etkiyen toplam çizgisel yük
M_{sd}	: Boyutlandırma momenti
V_{sd}	: Kesme kuvvetinin boyutlandırma değeri
$V_{wp,Rd}$	: Profilin gövde plastik kesme kuvveti dayanımı
$N_{t,sd}$	: Çekme kuvvetinin boyutlandırma değeri
$N_{w,Rd}$	: Profilin gövdesinin plastik çekme dayanımı
$M_{pl,Rd}$	: Plastik moment dayanımı
p	: Plastik moment dayanımı azaltma katsayısı
$M_{N,V,Rd}$	: Kesme kuvveti ve eksenel kuvvet nedeniyle indirgenmiş plastik moment dayanımı
n	: Eksenel kuvvetin boyutlama değerinin $N_{pl,Rd}$ 'ye oranı
$N_{c,sd}$	: Basınç kuvvetinin boyutlandırma değeri
λ_y	: Kuvvetli eksene göre basınç çubuğunun narinliği
λ_z	: Zayıf eksene göre basınç çubuğunun narinliği
λ_1	: Kıyaslama narinliği
λ_{y1}	: Kuvvetli eksen narinliğinin kıyaslama narinliğine oranı
λ_{z1}	: Zayıf eksen narinliğinin kıyaslama narinliğine oranı
χ	: Burkulma dayanımı indirgeme katsayısı
$N_{b,Rd}$	: Basınç elemanının burkulma dayanımı
c	: Enkesit sınıflandırılmasında basınca maruz başlık elemanı genişliği

β_A	: Basınç çubuklarında kesit indirgeme katsayısı
$N_{b,Rd}$	: Enkesitin burkulma dayanımı
$M_{v,Rd}$	: Kesme kuvveti nedeniyle indirgenmiş plastik moment dayanımı
l_o	: Bağlantı kirişi kritik uzunluğu
l_e	: Bağlantı kirişi için seçilen dışmerkezlik
t_{be}	: Berkitme kalınlığı
a	: İki berkitme levhası arasında kalan kısmın uzunluğu
k_τ	: Buruşma katsayısı
α	: Kapasite katsayısı
R_{fy}	: Birleştirilen parçanın plastik dayanımı
R_d	: Birleşimin dayanımı
K_2	: Çapraz kolon kiriş birleşiminde kirişin kolon gövdesine bağlandığı durumda kirişin üstüne etkiyen diyagonalin N_{sd} değeri
K_{2v}	: K_2 değerinin düşeydeki değeri
K_{2h}	: K_2 değerinin yataydaki değeri
a	: Köşe kaynak dikişi kalınlığı
$F_{w,Rd}$	: Köşe kaynak dayanımı
d_{max}	: Kullanılabilecek maksimum bulon çapı
f	: Bulon geometri katsayısı
h	: En dış bulonlar arası mesafe
N_m	: Tek bir bulona etkiyen yatay kuvvet
N_v	: Tek bir bulona etkiyen düşey kuvvet
N_R	: Tek bir bulona etkiyen birleşke kuvveti
A_t	: Çekme kuvveti alan brüt enkesit alanı
$A_{t,net}$	: Çekme alan net enkesit alanı
A_v	: Enkesit kesme kuvveti alanı
$A_{v,net}$	: Enkesit kesme kuvveti net alanı
$L_1, L_2, L_3, L_{v,eff}$	: Makaslama kopması kontrolünde kullanılan uzunluklar
$A_{v,eff}$	: Etkili makaslama alanı
K	: Makaslama kopması kontrolünde kullanılan bulon katsayısı
n	: Makaslama bölgesinde delik sayısı
$d_{o,v}$	: Makaslama bölgesinde delik boyutu
$V_{eff,Rd}$	: Etkili kesme dayanımı
$N_{sd,E}$	: Sismik etkilerden meydana gelen eksenel kuvvet
$N_{sd,G}$	: Sismik dizayn kombinasyonunda yer alan sismik olmayan etkilerden meydana gelen eksenel kuvvet
$\sum I_{ek}$	: Ek levhalarının toplam atalet momenti
I_f	: Başlık eki atalet momenti
I_w	: Gövde eki atalet momenti
M_f	: Başlık ekine etkiyen eğilme momenti
Z	: Tek bir başlık ekine etkiyen çekme kuvveti
D	: Tek bir başlık ekine etkiyen basınç kuvveti
M_w	: Gövde ekine etkiyen eğilme momenti
e	: Gövde eki bulonlarının merkezinin dışmerkezliği
I_p	: Polar atalet momenti
M_G	: Gövde ek levhasında bulonların ağırlık merkezine etkiyen eğilme momenti
Z_1	: Başlık ek levhalarından alttakine gelen çekme kuvveti

Z_2	: Başlık ek levhalarından üsttekine gelen çekme kuvveti
$\sum F_k$	: Toplam kaynak alanı
$\sum F_{w,k}$	: Toplam gövde kaynak alanı
y	: Kaynakların o noktasına göre tarafsız ekseninin uzaklığı
I_k	: Kaynak atalet momenti
W_{ka}	: Tarafsız eksenin altında kaynak mukavemet momenti
$W_{k\bar{u}}$	: Tarafsız eksenin üstünde kaynak mukavemet momenti
σ_{ka}	: Tarafsız eksenin altında kaynak gerilmesi
$\sigma_{k\bar{u}}$	: Tarafsız eksenin üstünde kaynak gerilmesi
τ_k	: Kaynak kayma gerilmesi
F_b	: Profilin tek bir başlık alanı
F_g	: Profil gövde alanı
P_b	: Profilin tek bir başlığına etki eden kuvvet
P_g	: Profilin gövdesine etki eden kuvvet
$F_{b,ek}$	: Başlık ek levhası enkesit alanı
$F_{g,ek}$	: Gövde ek levhası enkesit alanı
k_o	: Zemin yatak katsayısı
F	: Radye temelde her düğüm noktasına düşen alan
σ_{zenn}	: Zemin emniyet gerilmesi
e_x	: x yönünde etkiyen dışmerkezlik
e_y	: y yönünde etkiyen dışmerkezlik
u_p	: Zımbalama çevresi
d	: Prizmanın yüksekliği
f_{ctd}	: Beton tasarım çekme dayanımı
d_{ort}	: Radye temel ortalama faydalı yüksekliği
V_{pr}	: Zımbalama dayanımı
γ	: Eğilme etkisini yansıtan katsayı
d'	: Pas payı
s	: Zemin çökmesi
f_{yd}	: Donatı tasarım akma gerilmesi
M_{RT}	: Minimum donatı ile taşınabilecek olan moment değeri
F_{ymin}	: Minimum donatı ile taşınabilecek olan eksenel kuvvet
A_s	: Donatı alanı (100cm genişlik için)
A_{sg}	: Gerekli donatı alanı
h	: Kompozit kiriş yüksekliği
d	: Beton başlık yüksekliği
b	: Çalışan beton başlık genişliği
h_a	: Çelik profil yüksekliği
M	: Tesir eğilme momenti
β_R	: Betonun hesap mukavemeti
σ_F	: Çelik malzemenin akma gerilmesi
x_{pi}	: Tarafsız eksenin beton başlığın üst seviyesine olan mesafesi
z_a	: Çekme kuvveti ile beton başlık üst seviyesi arasındaki mesafe
e	: Trapezoidal levha dış yüksekliği
z	: Çekme ve basınç kuvvetleri arasındaki mesafe
Z_a	: Çekme kuvveti
D_b	: Basınç kuvveti
b_{eff}	: Çalışan efektif tabla genişliği
P'	: Birim boya gelen artırılmış yük değeri
D_a	: Çelik başlığa etkiyen basın kuvveti

E_b	: Betonun elastisite modülü
$\max D_s$	: Kamaların maksimum kayma kuvveti taşıma kapasitesi
n_{pl}	: Gerekli kama sayısı
h	: Petek kiriş kesiminden önce kiriş yüksekliği
H_1	: Petek kiriş yüksekliği
v	: Başlığa paralel kesişin üst başlığın dış kenarına olan mesafesi
$h-v$	: Başlığa paralel kesişin alt başlığın dış kenarına olan mesafesi
e	: Tekrarlanan kesiş yolu birimi
r	: Diş yüksekliği
$\delta_{\max}$	: Mesnetleri birleştiren doğruya göre en son durum sehim
δ_2	: Değişken yükler ve sabit yüklerin zamana bağlı olarak meydana getirdikleri sehim
δ_0	: Ters sehim
Q_{pl}	: Plastik kesme kuvveti
q^-	: Normal kesme kuvvetinin plastik kesme kuvvetine oranı
σ_M	: İndirgenmiş akma gerilmesi
M_{pl}	: Plastikleşme momenti
k, k_w	: Etkili boy katsayıları
l_{LT}	: Eğilme düzlemi dışına burkulmada burkulma boyu
L_{LT}	: Yanal doğrultuda tutulu noktalar arasındaki uzunluk
C_1	: Yanal burulmalı burkulmada kullanılan bir katsayı
λ_{LT}	: Yanal burulmalı burkulma narinliği
χ_{LT}	: Yanal burulmalı burkulma dayanımı indirgeme katsayısı
M_{cr}	: Kritik moment
Ψ	: Mesnetlenmemiş parçanın uç momentlerinin küçüğünün büyüğe olan oranı
λ_{LT1}	: Yanal burulmalı burkulma narinliğinin kıyaslama narinliğine oranı
s_{ky}	: Kuvvetli eksenin burkulma boyu
s_{kz}	: Zayıf eksenin burkulma boyu
β	: Burkulma boyu katsayısı
K_{ij}	: Etkili kiriş rijitlik katsayısı
K_i	: Kolon rijitlik katsayısı
η_i	: Sürekli kolon için dağıtma katsayısı
$M_{y,Sd}$	: Kuvvetli eksen etrafındaki boyutlandırma moment değeri
$M_{z,Sd}$	: Zayıf eksen etrafındaki boyutlandırma moment değeri
k_y	: Eğilmeli burkulma kontrolünde $M_{y,Sd}$ moment artırma katsayısı
k_z	: Eğilmeli burkulma ve eğilmeli burulmalı burkulma kontrolünde $M_{z,Sd}$ moment artırma katsayısı
k_{LT}	: Yanal burulmalı burkulmanın sebep olduğu göçmeyi kontrol eden etkileşim denklemlerinde kuvvetli eksen boyutlandırma momentlerine uygulanan katsayı

ÖZET:

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada çok katlı bir çelik toplu konut binasının statik hesabı yapılmıştır.

Sistem x doğrultusunda 22,90 metre ve y doğrultusunda 15,25 metre genişliklere sahiptir. Sistemin planı Bölüm 1’de verilmiştir. X yönünde toplam 5 açıklık bulunmakta y yönünde ise en fazla 4 açıklık vardır. Bina toplu konut binası olarak dizayn edilmiştir. Toplam olarak 20 kattan oluşmaktadır. Zemin kat ve normal katların yükseklikleri 3,5 metre olup toplam yükseklik 70 metredir. Bina 3. Derece deprem bölgesindedir. Yerel zemin sınıfı ise Z1’dir. Deprem ve rüzgar nedeniyle meydana gelecek olan yer değiştirmeleri sınırlamak ve binanın rijitliğini artırmak amacıyla hem x hem de y yönlerinde diyagonaller kullanılmıştır. Süneklik düzeyi yüksek yapı tasarımı gerçekleştirmek amacıyla dışmerkez çaprazlar kullanılmıştır. Malzeme olarak St-52 yapı çeliği ve BS-25 betonu kullanılmıştır. Çaprazlarda ve kirişlerin tamamında yani; basit, tali ve kat kirişlerinde HE-B profil çeşitlerinden kolonlarda ise HE-M profil çeşitlerinden faydalanılmıştır. Yangına karşı güvenlik sağlanması amacıyla çelik üzerine asbest kaplama giydirilmiştir. Döşeme olarak kompozit döşeme kullanılmıştır. Analizler sonucunda zeminde çekme gerilmesi meydana gelmediğinden dolayı radye temel kullanılmıştır.

Sistemin statik hesabının yapılmasında bilgisayar programlarından faydalanılmıştır. Statik hesap Eurocode 3 yönetmeliğine göre yapılmıştır. Deprem yönetmeliğine göre deprem bölgesi 3. Sınıf olması ve bina toplam yüksekliği 75 metreden az olmasından dolayı eşdeğer deprem yükü yöntemi esas olarak kullanılmıştır. Ayrıca sonucun güvenilirliği bakımından mod analizi yapılarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bilgisayarda binanın taşıyıcı sistemi ve yükler girildikten sonra çeşitli analizler sonucunda profillerin boyutları belirlenmiştir. Rüzgar ve deprem analizleri yapılmıştır. İkinci mertebe etkileri kontrol edilmiştir. Kesit etkileri bilgisayar verilerinden alınmıştır. Taşıyıcı elemanlarda en elverişsiz yükleme durumları için mukavemet dayanımları kontrol edilmiştir. Birleşimler ilgili yönetmeliklere göre dizayn edilmiştir. Temel hesabı TS-500’e göre yapılmıştır.

Sonuçların TS-500 ile karşılaştırılabilmesi amacıyla hem TS-500 için hem de Eurocode 3 için kesit etkilerinin dayanıma oranı 1’e en yakın değeri verecek biçimde taşıyıcı elemanlar yeniden boyutlandırılmıştır ve iki yönetmelik arasındaki temel fark değerlendirilmiştir. Son kısımda bir değerlendirme sunulmuştur.

Kesit etkileri çok fazla yer kapladığından dolayı veriler disket halinde ekte sunulmuştur. Ayrıca gerekli çizimler eke konulmuştur.

Sonuç olarak bina deprem ve rüzgar yüklerini ve diğer tüm etkileri yönetmeliklerde verilenler doğrultusunda karşılayacak biçimde planlanmıştır.

THE STATIC CALCULATION OF A MULTISTORY STEEL APARTMENT

SUMMARY

In this study, prepared as a M.S. thesis, the static calculation of a multistory steel apartment has been made.

The structures lengths are in x direction 22,90 meter and in y direction 15,25 meter. The drawings of the system's layout have been given at section 1. The building have 5 openings at the x direction and the maximum number of openings at the y direction is 4. The building has been designed as a multistory apartment. It has got 20 story. The basement story and the normal stories are 3,5 meter high. The total length of the building is 70 meter. It is designed according to the 3 degree earthquake region. Local soil class is Z1. To restrict the displacements caused by earthquake and wind forces and also to increase stiffness of the building both at x and y directions braces have been used. To achieve a ductile steel frame design eccentric braces have been used. As a material ; for steel St-52 and for concrete BS-25 used. In all the diagonals and beams HE-B profiles and in columns HE-M profiles have been used. For preserving the building from fire, asbest put over steel frame. Secondary beams have been designed as composite beams. As a result of analysis it has been noticed that the ground does not take any tensile stress. Because of this for foundation radial foundation has been chosen.

Computer aid has been used for static calculations. Static calculation has been made according to Eurocode 3 standart. Because of the earthquake region is three and the total height of the building is under 75 meter, equivalent earthquake load method has been used for earthquake analysis. Also modal analyse has been performed. In design firstly the geometry of the static system of the building entered into computer. Load assignments have been made. As a result of some analysis the profile classes have been determined. Earthquake and wind analysis performed. Second order effects has been researched. Inner forces taken from computer analysis output. Second order effects has been researched. Connections designed according to the standarts. Foundation calculations has been made according to TS-500.

To make a compare with TS-500 for both Eurocode 3 and TS-500 inner effects divide design resistance ratio has been taken as close as it could be to 1. All the frame elements profiles selected again for this purpose. The basic difference between these two standarts has been evaluated. In the last chapter a evaluation has been submitted.

Because of inner effects taking too much space the outputs put into appendix in the format of disket. Also the required drawings has been put into appendix.

At the end of this study the analysed structural system has been able to resist to earthquake, wind and all the other effects according to the relevant standarts.

1. GİRİŞ

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kullanılan Yöntem:

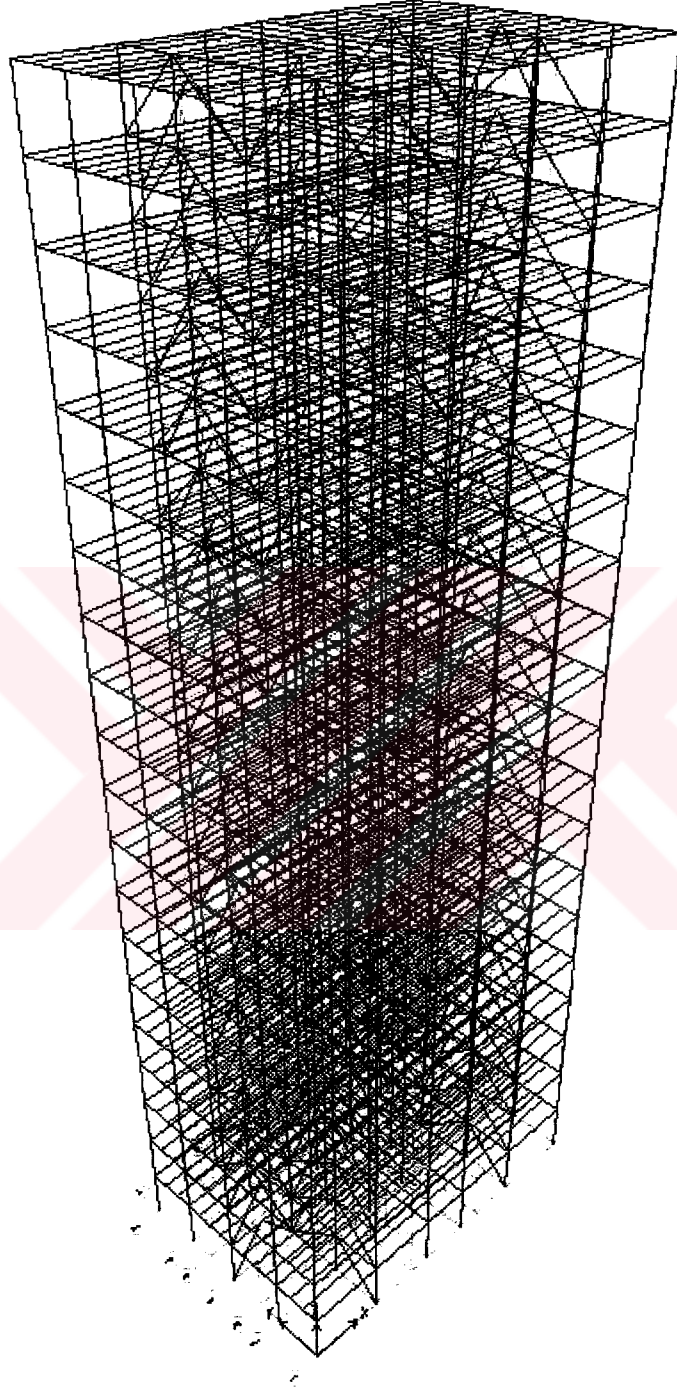
Almanya’da yapılmış olan 20 katlı çelik bir toplu konut binasının statik hesabı proje olarak yapıldı. Statik hesapta bilgisayar programlarından yararlanıldı. Binanın statik hesabında ETABS 8.4 Non-Linear programından, temel hesabında SAFE 6.20 programından istifade edildi. Çizimler Autocad 2002 V1.2 ile yapıldılar. Bina statik olarak hem TS-648’e göre hem de EC-3’e göre hesaplandı. Bilgisayar analizinde önce kat planlarına göre binanın statik sistemi bilgisayara girilmiştir. Daha sonra yönetmeliklerde belirtilenlere uygun olarak yüklemeler tanımlanmıştır. Bir dizi optimizasyon analizi sonucunda kolon ve kirişlerin kesitleri belirlenmiştir. Daha sonra belirlenen bu kesitlere göre tekrar sistem analiz edilmiş ve deprem, rüzgar ve diğer etkilere karşı binanın güvenliği test edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda seçilen statik sistemin ve kesitlerin güvenli tarafta kaldıkları belirlenmiştir. Birleşim hesaplarında bilgisayar çıktısı baz alınmıştır ve boyutlama çıktı verilerine göre ilgili yönetmelik kullanılarak yapılmıştır. Ayrıca taşıyıcı elemanların mukavemet hesapları elle hesaplanarak kontrol edilmiştir. Temel olarak radye temel kullanılmış ve temel analizi de yapılmıştır. Ayrıca çizimlerde ek olarak çalışmada sunulmuştur.

1.2 Statik Sistem ve Aksların Görünümü:

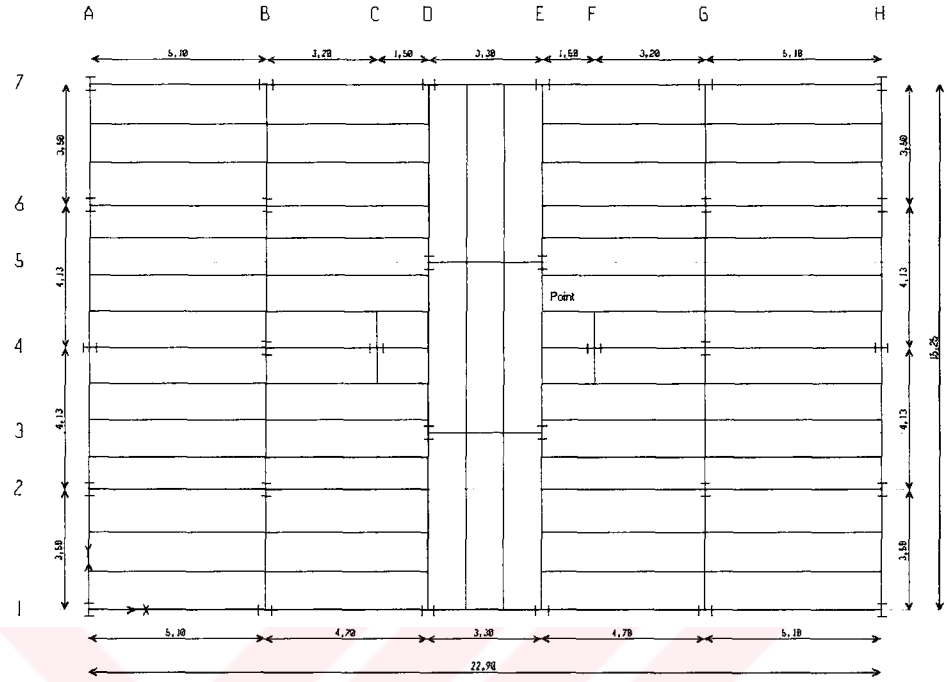
Bu kısımda binanın kat planı ve aksların görünümü verilmiştir. Bina x eksenine paralel 7 akstan (bunlar 1,2,3,4,5,6,7 no’ları ile belirtildi.) ve y eksenine paralel 8 akstan meydana gelmektedir (bunlar A, B, C, D, E, F, G, H harfleri ile gösterildi). Bina hem x hem de y yönlerine çift simetriye sahip bulunmakta.

A4-C4, F4-H4 aks kesişim noktaları arasında x yönüne paralel çaprazlar bulunmaktadır. B1-B7, G1-G7 aks kesişim noktaları arasında y yönüne paralel çaprazlar vardır. Bina taşıyıcı çerçevesi hem moment aktaran hem de moment aktarmayan tarzdadır. Kolon kiriş birleşimlerinin bir kısmı basit, bir kısmı da rijit

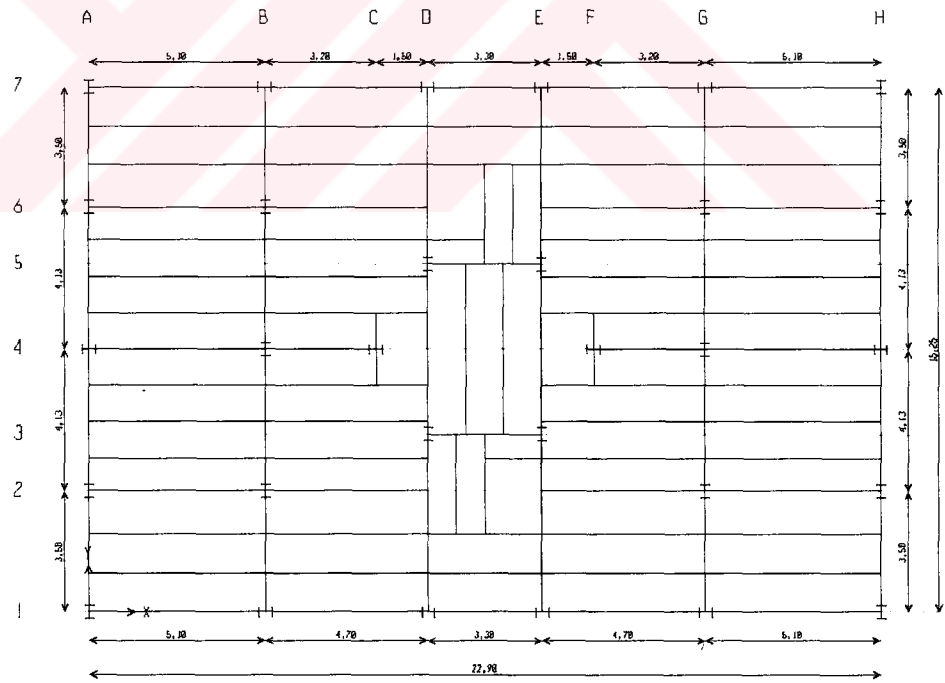
bağlıdır. Şekil 1.1’de binanın genel görünümü verilmiştir. Şekil 1.2a ve 1.2b’de sırasıyla çatı katı kalıp planı ve normal kat kalıp planları verilmiştir. Şekil 1.3’de 1 ve 7 no’lu aksların görünümü, Şekil 1.4’de 2 ve 6 no’lu aksların görünümü, Şekil 1.5’de 3 ve 5 no’lu aksların görünümü, Şekil 1.6’da 4 no’lu aksın görünümü sunulmuştur. Bu akslar x yönüne paralel bulunmaktadır. Şekil 1.7’de A ve H isimli aksların görünümü, Şekil 1.8’de B ve G isimli aksların görünümü, Şekil 1.9’da C ve F isimli aksların görünümü, Şekil 1.10’da D ve E isimli aksların görünümü verilmiştir. Bu akslar y eksenine paralel konumdadırlar. Şekil 1.11’de trapezoidal sacın çalışma yönleri gösterilmiştir. Şekil 1.12’de döşeme hareketli yükünün çalışma yönleri, Şekil 1.13’de döşeme kaplama yükünün çalışma yönleri, Şekil 1.14’de döşeme bölme duvar yükünün çalışma yönleri, Şekil 1.15’de kolon dış cephe çizgisel yüklemesinin genel görünümü gösterilmiştir. Şekil 1.16a’da QX deprem yüklemesinden dolayı oluşan şekil değişimi, Şekil 1.16b’de QY deprem yüklemesinden dolayı oluşan şekil değişimi, Şekil 1.17a’da WX rüzgar yüklemesinden dolayı oluşan şekil değişimi, Şekil 1.17b’de WY rüzgar yüklemesinden dolayı oluşan şekil değişimi gösterilmiştir. Şekil 1.18a’da QX ve WX yüklemelerinden dolayı oluşan x yönündeki bina deplasmanının genel görünümü, Şekil 1.18b’de QY ve WY yüklemelerinden dolayı oluşan y yönündeki bina deplasmanının genel görünümü sunulmuştur.



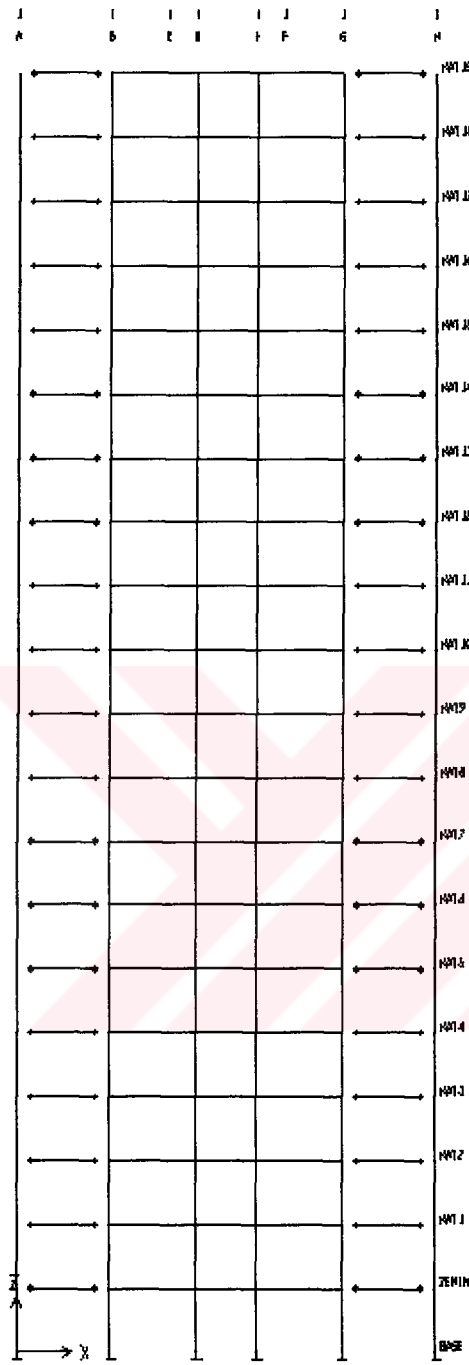
Şekil 1.1 : Bina genel görünümü



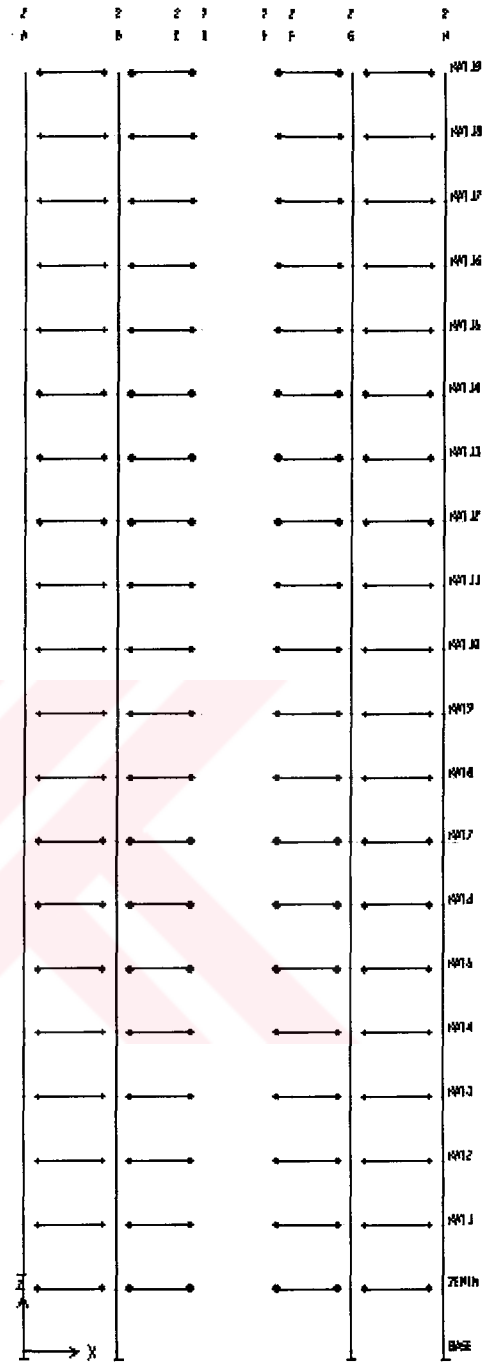
Şekil 1.2a : Çatı katı kalıp planı (Kat 19)



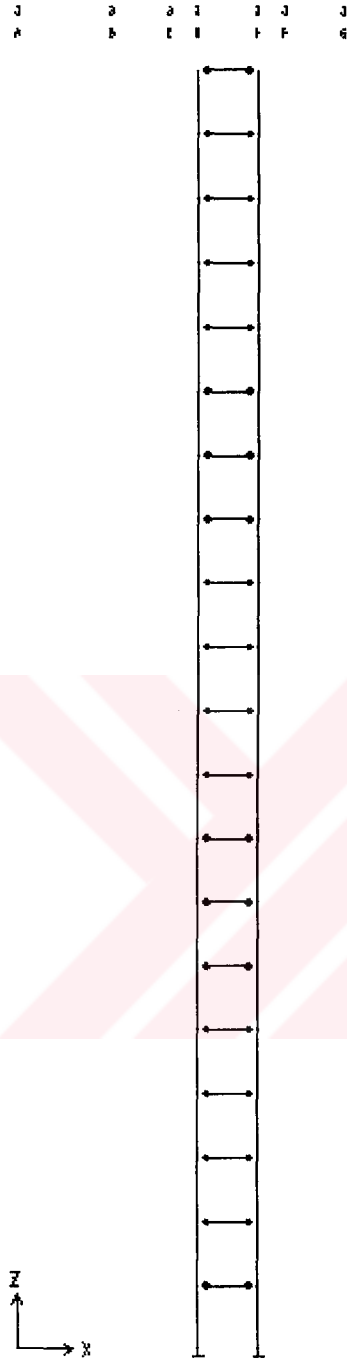
Şekil 1.2b : Zemin kat kalıp planı (Zemin Kat)



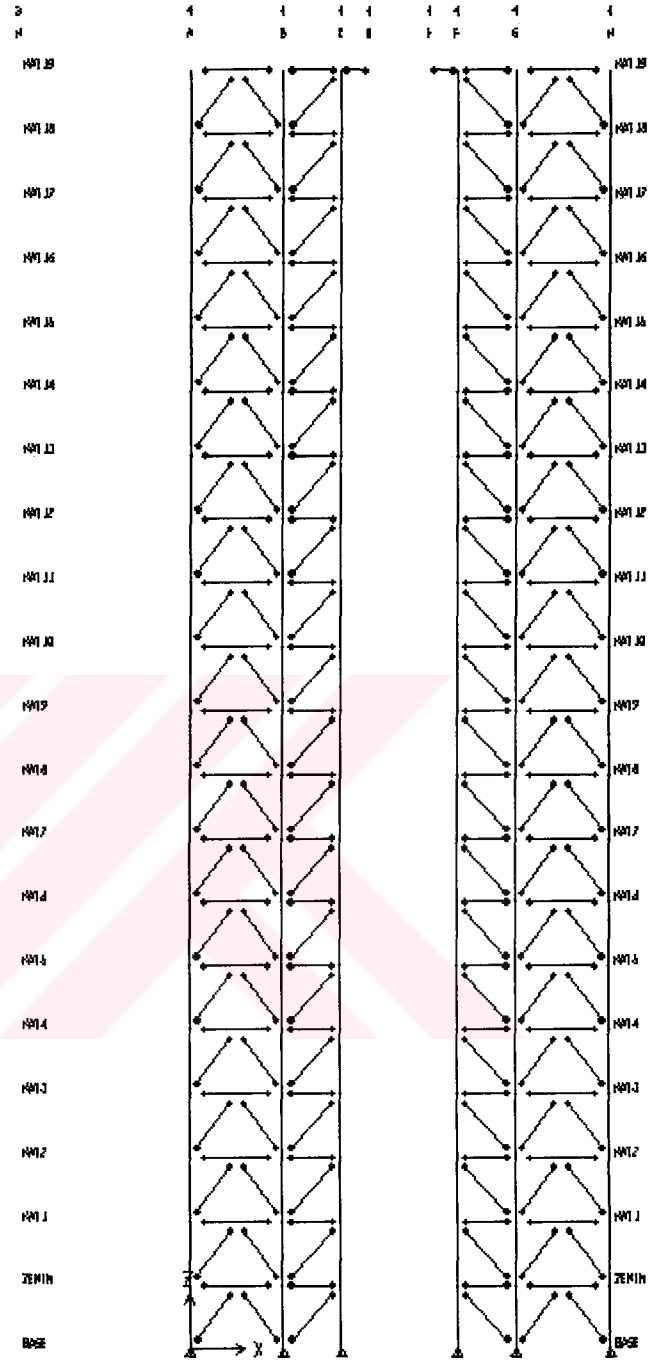
Şekil 1.3 : 1 ve 7 no'lu aksların görünüşü



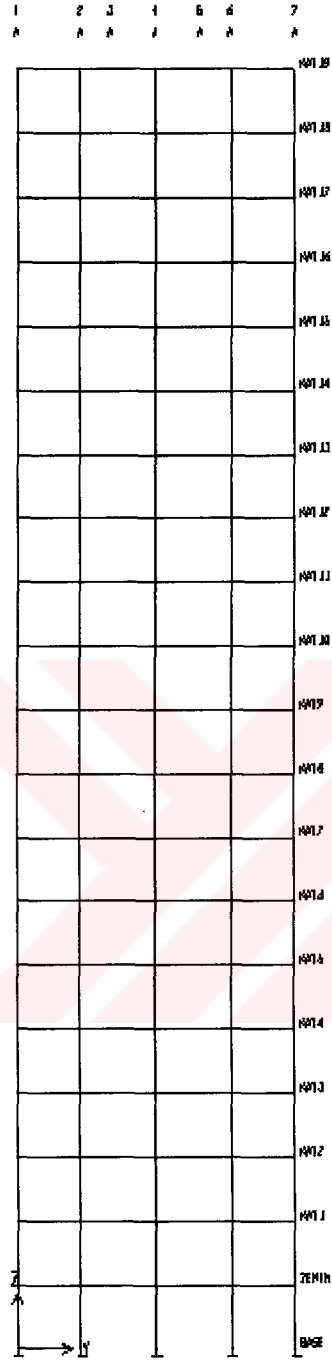
Şekil 1.4 : 2 ve 6 no'lu aksların görünümü



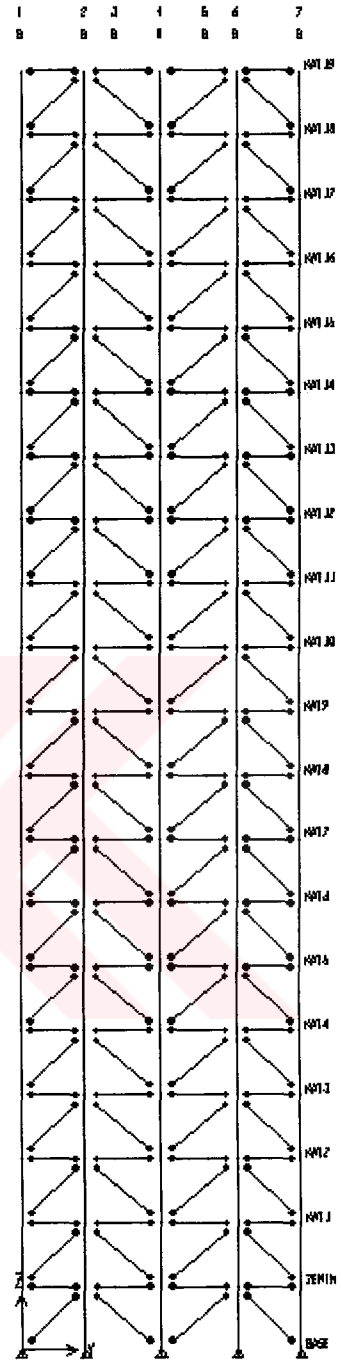
Şekil 1.5 : 3 ve 5 no'lu aksların görünüşü



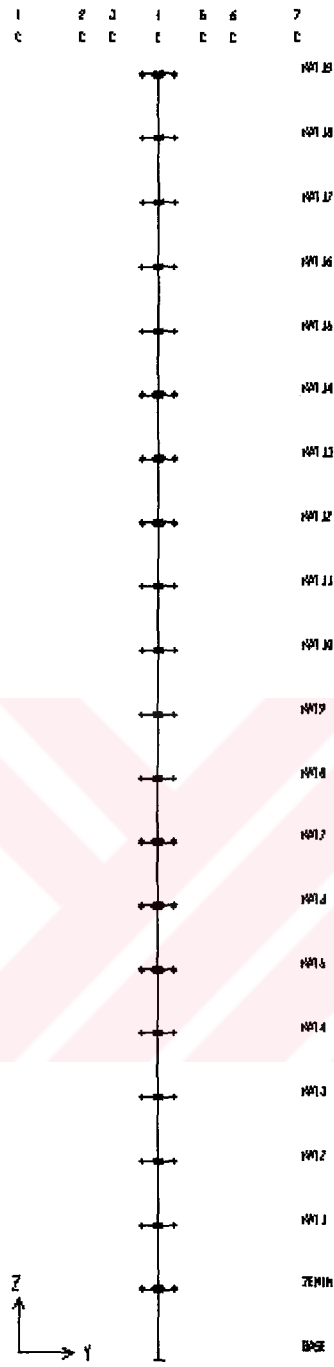
Şekil 1.6 : 4 no'lu aks görünüşü



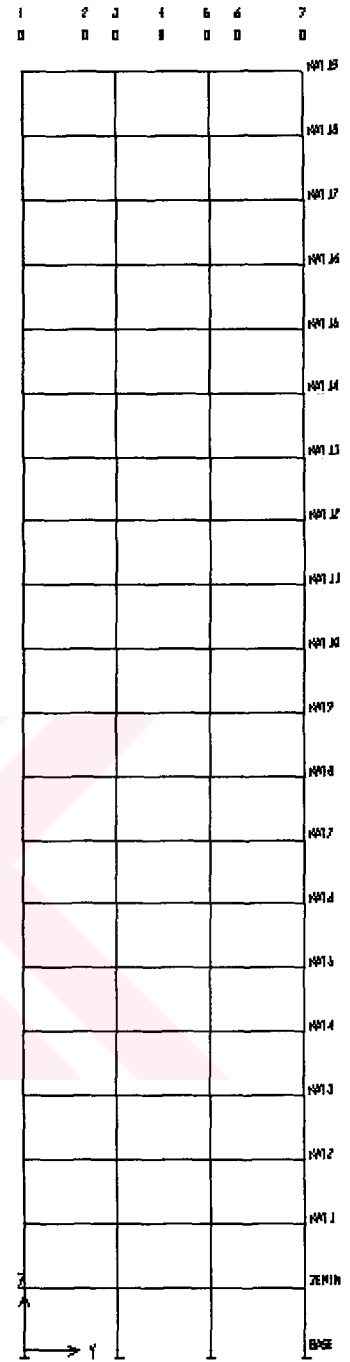
Şekil 1.7 : A ve H isimli aksların görünüşü



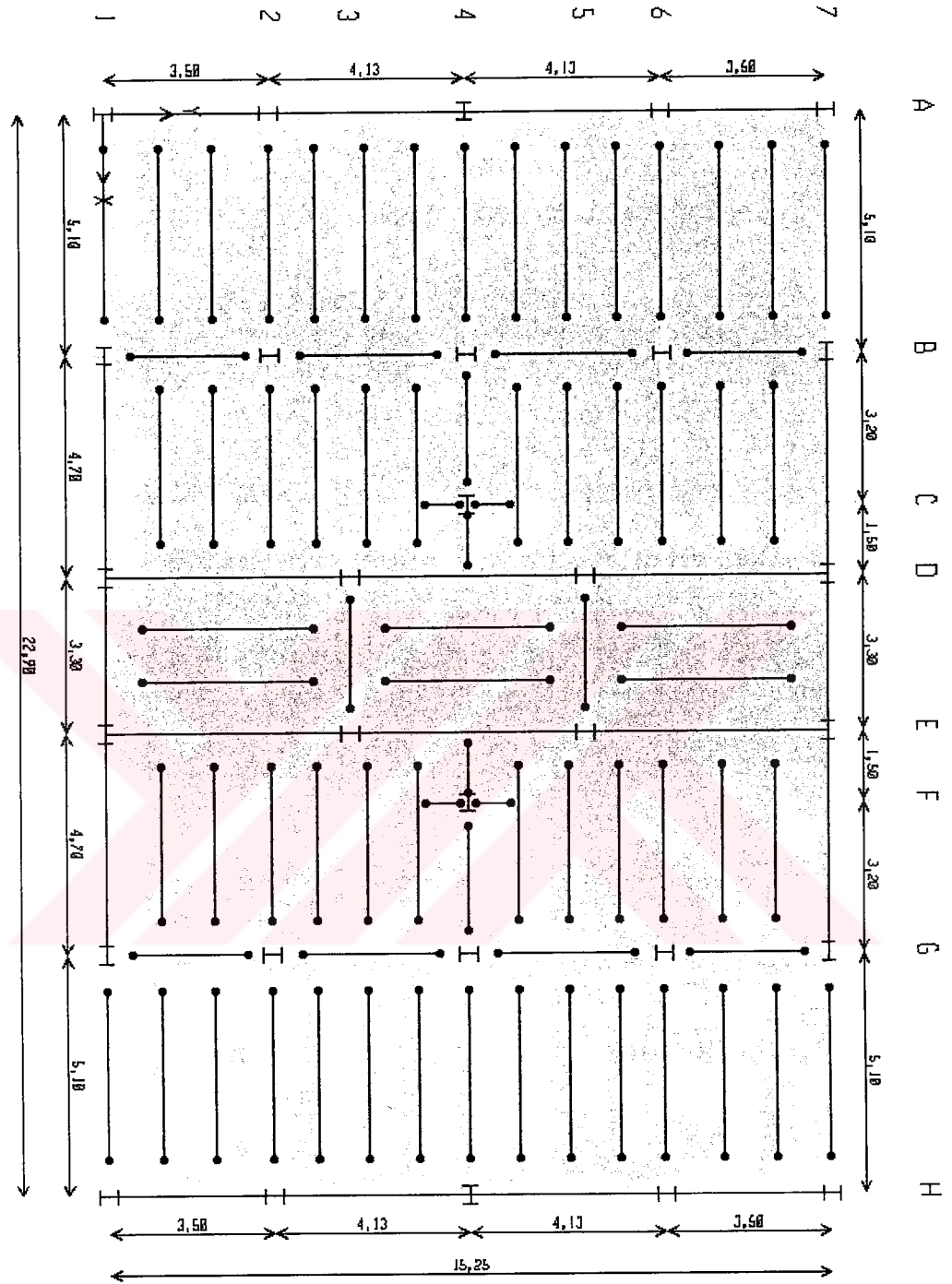
Şekil 1.8 : B ve G isimli aksların görünüşü



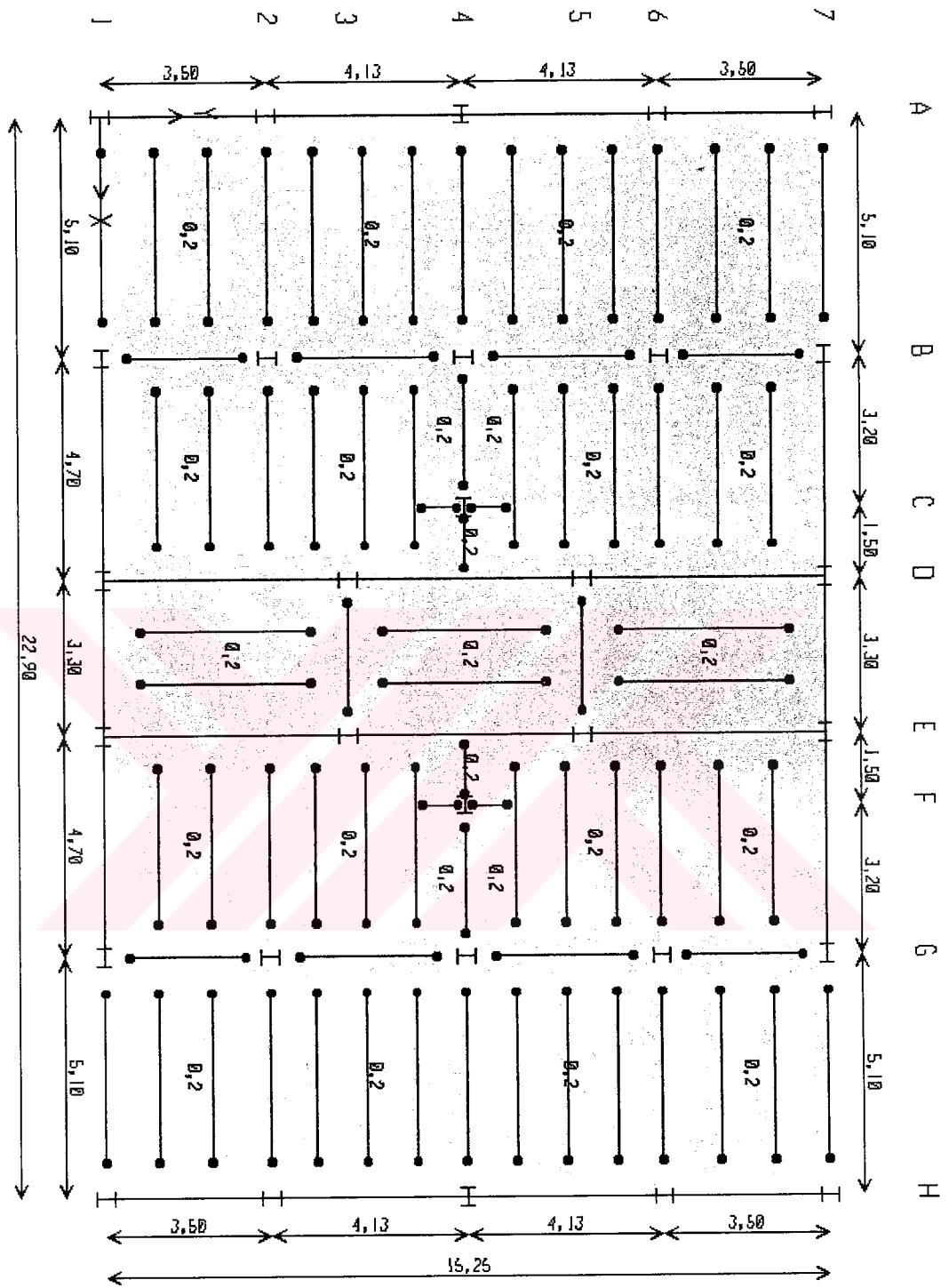
Şekil 1.9 : C ve F isimli aksların görünüşü



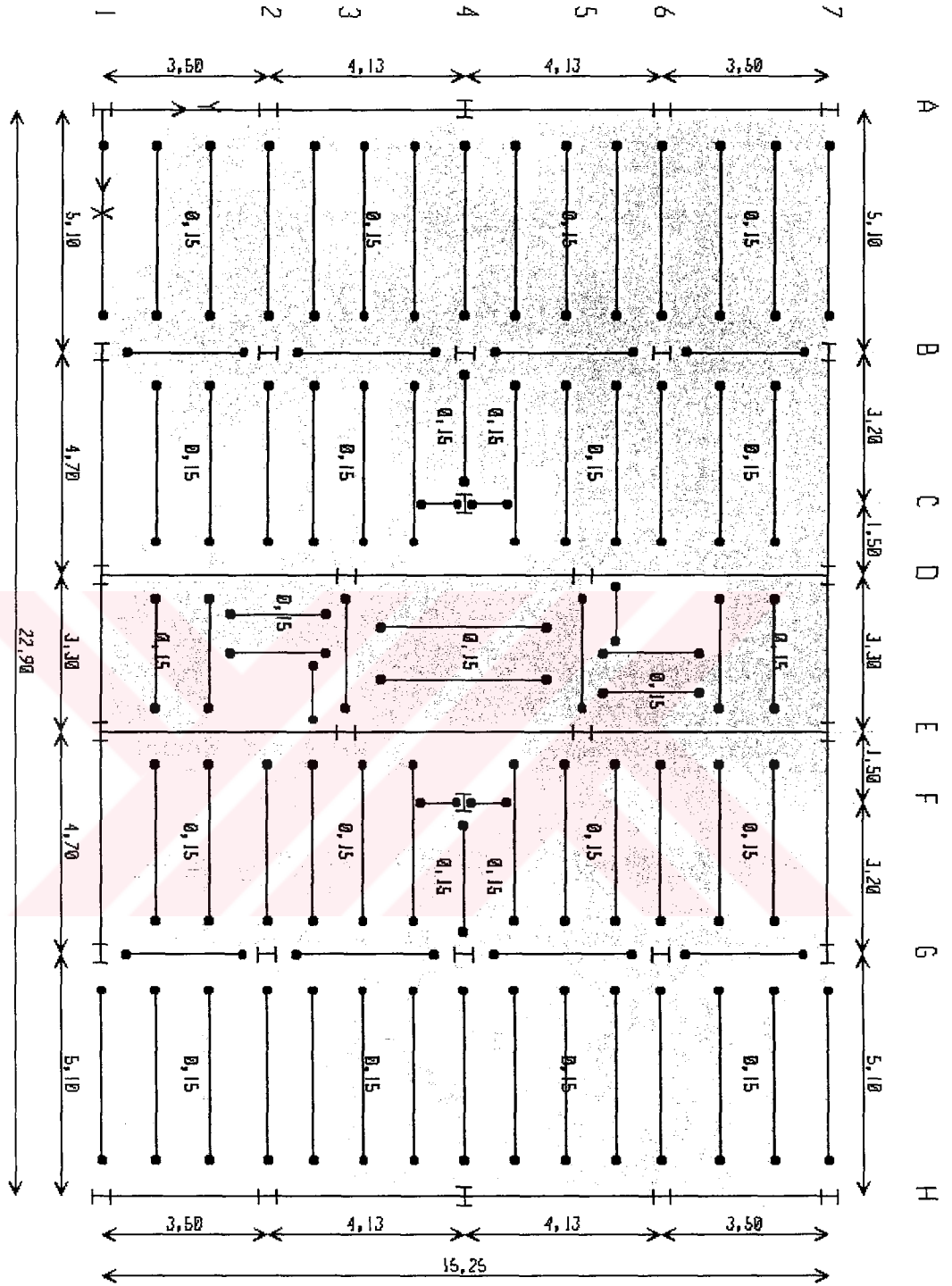
Şekil 1.10 : D ve E isimli aksların görünüşü



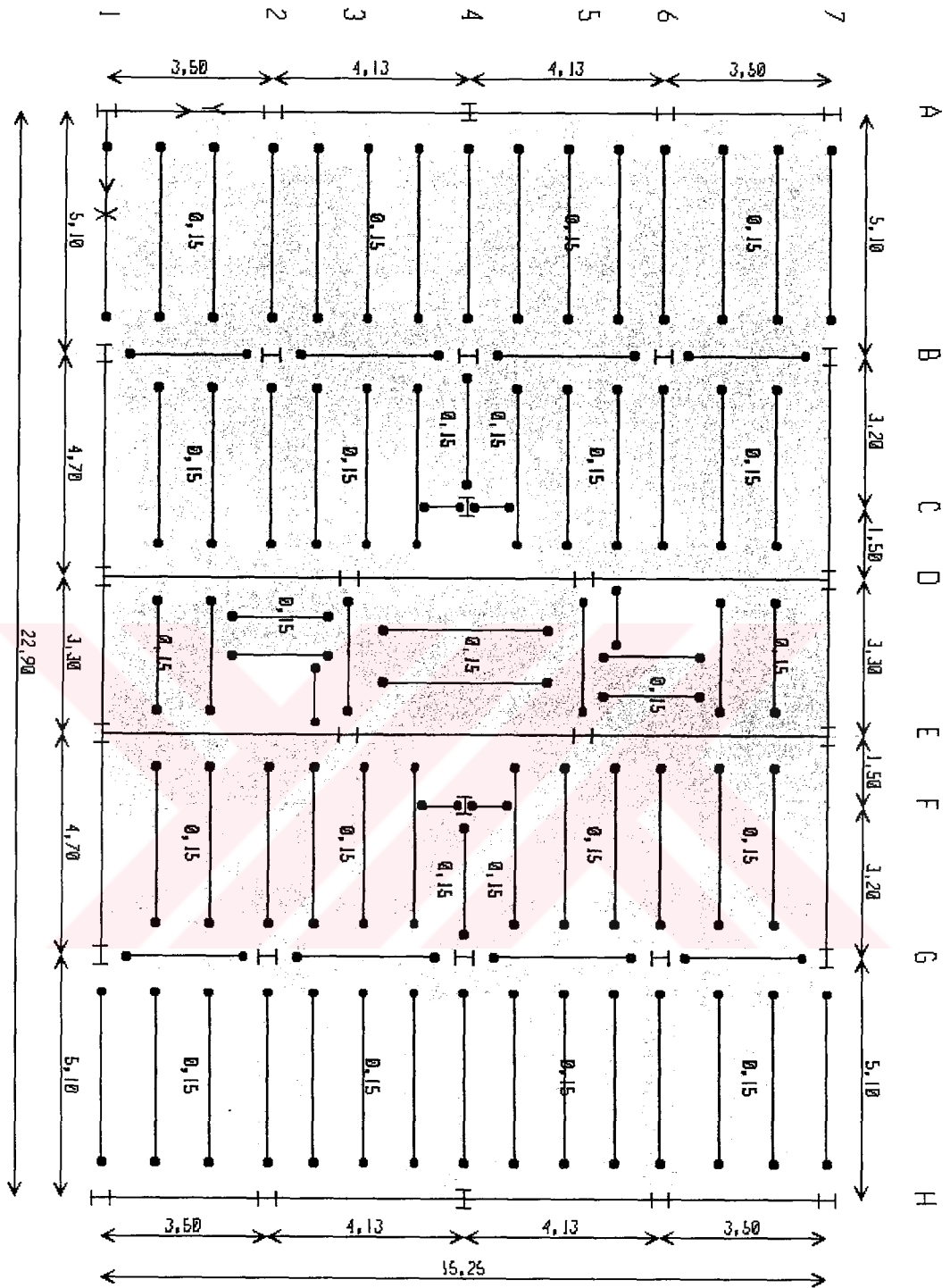
Şekil 1.11 : Trapezoidal sacın çalışma yönleri (Lokal Aksları)



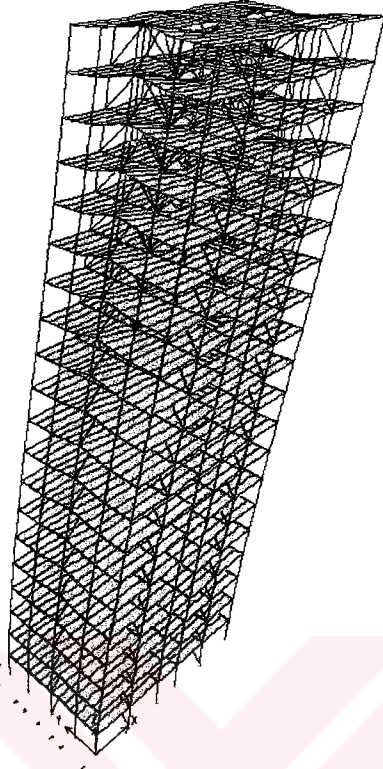
Şekil 1.12 : Döşeme hareketli(canlı) yükünün çalışma yönleri ; 0.20 t/m^2



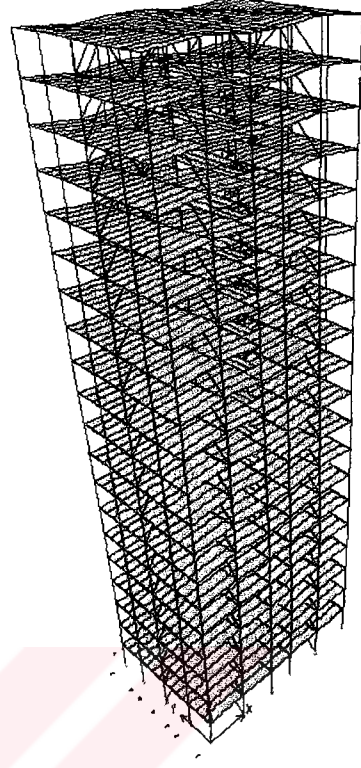
Şekil 1.13 : Döşeme kaplama yükünün çalışma yönleri ; 0,15t/m²



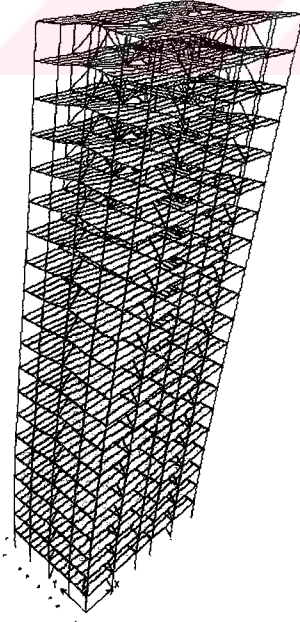
Şekil 1.14 : Döşeme bölme duvar yükünün çalışma yönleri ; 0,15t/m²



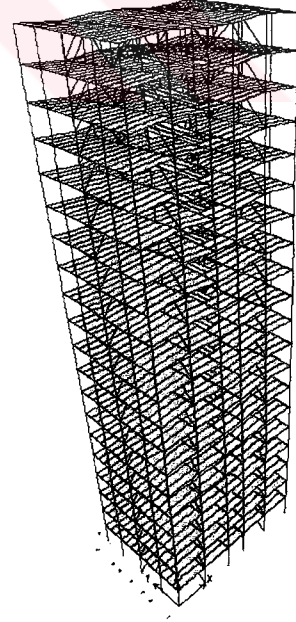
Şekil 1.16a : QX yüklemesinde şekil değişimi



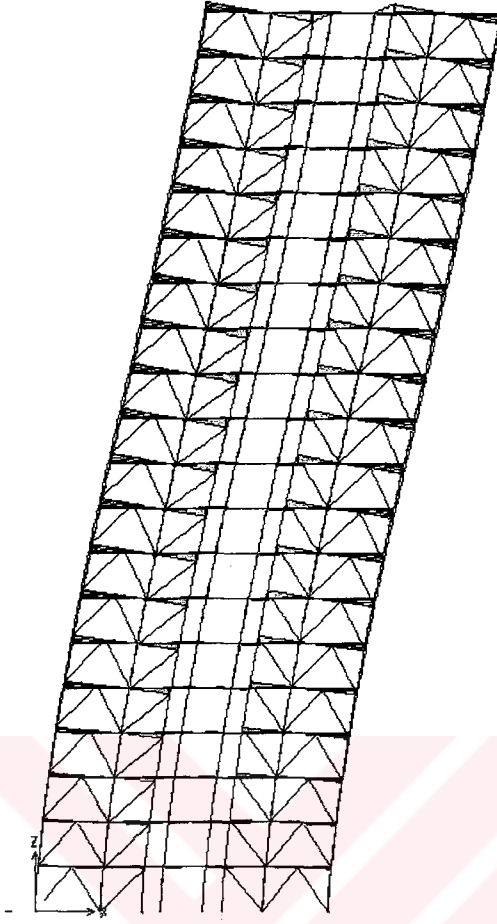
Şekil 1.16b : QY yüklemesinde şekil değişimi



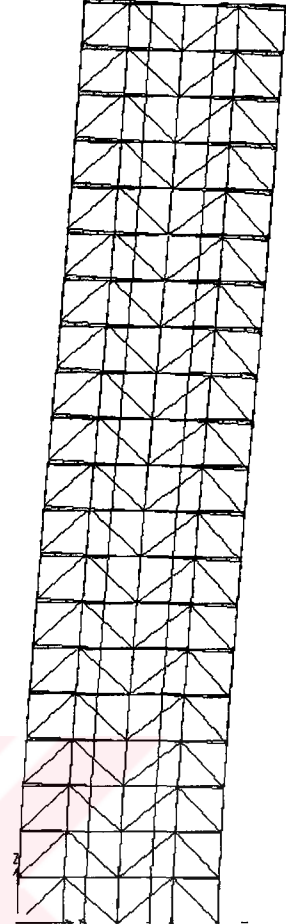
Şekil 1.17a : WX yüklemesinde şekil değişimi



Şekil 1.17b : WY yüklemesinde şekil değişimi



Şekil 1.18a : QX ve WX deplasmanları



Şekil 1.18b : QY ve WY deplasmanları

2. DEPREM VE RÜZGAR YÜKÜ ANALİZİ

2.1 Düşey Yükler :

Çelik kendi ağırlığı (Program tarafından hesaplanmaktadır) [4]

Trapezoidal Sac yükü = (0,0150 t/m²) = 0,15 KN/m²

Betonarme Plak yükü (h_f = 12 cm)..... = (0,300 t/m²) = 3,00 KN/m²

Kaplama yükü (h_k = 3 cm ve yaklaşık olarak)..... = (0,100 t/m²) = 1,00 KN/m²

Asma Tavan yükü (yaklaşık olarak)..... = (0,050 t/m²) = 0,50 KN/m²

Dış Cephe Yüğü (yaklaşık olarak)..... = (0,075 t/m²) = 0,75 KN/m²

Bölme Duvar yükü (yaklaşık olarak)..... = (0,150 t/m²) = 1,50 KN/m²

Hareketli Yüğü (canlı yüğü)..... = (0,200 t/m²) = 2,00 KN/m²

2.2 Yatay Yükler :

2.2.1 Deprem Yüğüleri :

Ao(Etkin Yer İvmesi) = 0,20 (3. derece deprem bölgesi)

I (Bina Önem Katsayısı) = 1,00 (Konut türü yapılar)

n(Hareketli yüğü azaltımı) = 0,30

Zemin Sınıfı = Z1 (T_A=0,10sn & T_B=0,30sn)

R(Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı) = 5

Not: Rijit ve basit bağılı çerçeveler ile merkezi çaprazlı sistem olması dolayısıyla R=5 alınmıştır [2].

T_{1A}(Yapının ampirik birinci doğal titreşim periyodu) hesaplanmıştır:

$$T_{1A} = 0,05 \times 70^{3/4} = 1,21s$$

Burada C_t değeri ABYYHY’de madde 6.7.4.2 uyarınca 0,05 alınmıştır. H_N, yapı her biri 3,5m olan toplam 20 kattan meydana geldiği için 70m alınmıştır. T₁ değeri denklem 2.1’e göre hesaplanmıştır.

$$T_1 = 2 \times \pi \times \left[\sum_{i=1}^N (m_i \times d_{fi}^2) / \sum_{i=1}^N (F_{fi} \times d_{fi}) \right] \quad (2.1)$$

Denklem 2.1 ile tanımlanan T_1 için hesaplanan sonuçlar Tablo 2.1’de sunulmuştur. Tablo 2.1’de verilen w_i değerleri olarak bilgisayar analiz sonuçları kullanılmıştır. Elle yapılan hesaplama sonuçları kontrol edilmiştir ve birbirine çok yakın sonuçlar bulunmuştur. d_{fi} değerleri için x ve y yönünde 2 ayrı sonuç elde edilmiştir. Sonuçlarda bilgisayar verileri kullanılmıştır. Bulunan sonuçlar ayrıca modal analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bulunan değerler birbirine çok yakın çıkmıştır. Fiktif yüklerin x yönünde etkimesi durumunda hesaplanan T_{1x} değeri tablo 2.2’de, fiktif yüklerin y yönünde etkimesi durumunda bulunan T_{1y} değeri tablo 2.3’de sunulmuştur. Denklem 2.1’in kullanılması sonucunda bulunan değerler ve bilgisayarda mod analizi sonucunda bulunan değerler aşağıda karşılaştırılmıştır:

$$T_{1x} = 3,10029 \text{ (Denklem 2.1 kullanılarak bulunan değer)}$$

$$= 3,10100 \text{ (Mod Analizi sonucu bulunan değer- \%68,36 kütle katılımı)}$$

$$T_{1y} = 1,8958 \text{ (Denklem 2.1 kullanılarak bulunan değer)}$$

$$= 1,8965 \text{ (Mod Analizi sonucu bulunan değer- \%70,09 kütle katılımı)}$$

Tablo 2.1 : Fiktif yük değerleri :

KAT	w_i (t)	H_i (m)	$w_i \cdot H_i$ (t*m)	F_{fi}
19	194,69024	70	13628,3169	0,07208
18	260,0994	66,5	17296,6099	0,09148
17	260,0994	63	16386,262	0,08666
16	260,0994	59,5	15475,9141	0,08185
15	260,0994	56	14565,5662	0,07703
14	262,6961	52,5	13791,5455	0,07294
13	265,29379	49	12999,3958	0,06875
12	265,29379	45,5	12070,8675	0,06384
11	265,89122	42	11167,4313	0,05906
10	266,48865	38,5	10259,813	0,05426
9	266,85947	35	9340,08138	0,0494
8	267,23029	31,5	8417,75401	0,04452
7	267,23029	28	7482,44801	0,03957
6	267,23029	24,5	6547,14201	0,03463
5	267,23029	21	5611,83601	0,02968
4	267,39608	17,5	4679,43131	0,02475
3	267,56088	14	3745,85236	0,01981
2	267,56088	10,5	2809,38927	0,01486
1	267,56088	7	1872,92618	0,00991
zemin	267,56088	3,5	936,463091	0,00495
Toplam	5234,17		189085,05	1

Tablo 2.2 : Denklem 2.1'e göre hesaplanan T_{1x} değerleri :

KAT	mi (t)	Ffi (t)	dff (x yönünde)	mi*(dff) ²	Ffi*dff
19	19,8461	0,07208	0,000931168	0,000017208	0,000067114
18	26,5137	0,09148	0,000884466	2,07411E-05	8,09068E-05
17	26,5137	0,08666	0,000835609	0,000018513	7,24145E-05
16	26,5137	0,08185	0,000783877	1,62917E-05	6,41574E-05
15	26,5137	0,07703	0,000730708	1,41566E-05	5,62878E-05
14	26,7784	0,07294	0,000675384	1,22148E-05	4,92614E-05
13	27,0432	0,06875	0,000619342	1,03733E-05	4,25791E-05
12	27,0432	0,06384	0,000561862	8,5372E-06	3,58683E-05
11	27,1041	0,05906	0,000503664	6,8757E-06	2,97466E-05
10	27,165	0,05426	0,00044834	5,4604E-06	2,43271E-05
9	27,2028	0,0494	0,000393735	4,2172E-06	0,000019449
8	27,2406	0,04452	0,000339848	3,1462E-06	1,51295E-05
7	27,2406	0,03957	0,000287398	0,00000225	1,13729E-05
6	27,2406	0,03463	0,000237103	1,5314E-06	8,2098E-06
5	27,2406	0,02968	0,000188964	9,727E-07	5,6082E-06
4	27,2575	0,02475	0,000145136	5,742E-07	3,5918E-06
3	27,2743	0,01981	0,000104182	0,000000296	2,0639E-06
2	27,2743	0,01486	6,89754E-05	1,298E-07	1,0248E-06
1	27,2743	0,00991	3,87987E-05	4,11E-08	3,843E-07
zemin	27,2743	0,00495	3,87987E-05	4,11E-08	1,922E-07
TOPLAM	533,55	1		0,000143572	0,000589689
$T_{1x} = 3,10029$					

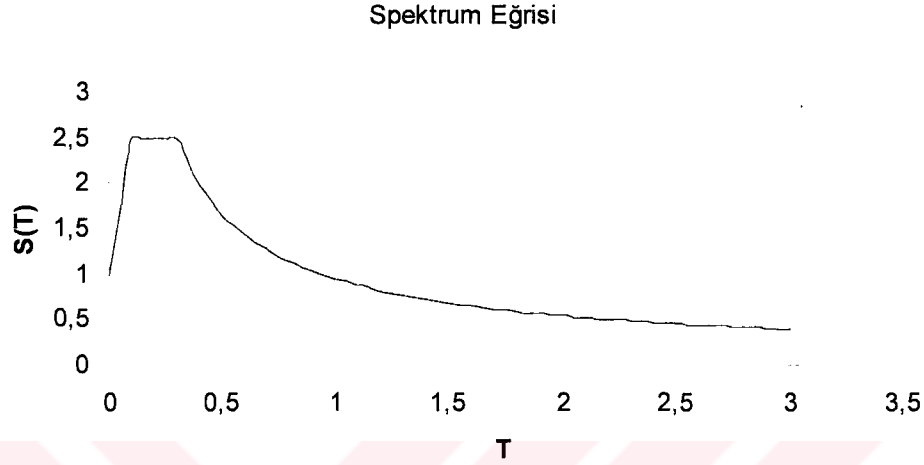
Tablo 2.3 : Denklem 2.1'e göre hesaplanan T_{1y} değerleri :

KAT	mi (t)	Ffi (t)	dff (y yönünde)	mi*(dff) ²	Ffi*dff
19	19,846	0,0721	0,000342003	2,32E-06	2,46E-05
18	26,514	0,0915	0,000326196	2,82E-06	2,98E-05
17	26,514	0,0867	0,000309671	2,54E-06	2,68E-05
16	26,514	0,0819	0,000291709	2,26E-06	2,39E-05
15	26,514	0,077	0,000273028	1,98E-06	2,10E-05
14	26,778	0,0729	0,000253628	1,72E-06	1,85E-05
13	27,043	0,0688	0,000232792	1,47E-06	1,60E-05
12	27,043	0,0638	0,000211956	1,21E-06	1,35E-05
11	27,104	0,0591	0,000190401	9,83E-07	1,12E-05
10	27,165	0,0543	0,000171002	7,94E-07	9,28E-06
9	27,203	0,0494	0,000151602	6,25E-07	7,49E-06
8	27,241	0,0445	0,000132203	4,76E-07	5,89E-06
7	27,241	0,0396	0,000112804	3,47E-07	4,46E-06
6	27,241	0,0346	9,48412E-05	2,45E-07	3,28E-06
5	27,241	0,0297	7,68789E-05	1,61E-07	2,28E-06
4	27,258	0,0248	6,03535E-05	9,93E-08	1,49E-06
3	27,274	0,0198	4,45466E-05	5,41E-08	8,82E-07
2	27,274	0,0149	3,01767E-05	2,48E-08	4,48E-07
1	27,274	0,0099	1,79624E-05	8,80E-09	1,78E-07
Zemin	27,274	0,005	7,1849E-06	1,41E-09	3,56E-08

ABYYHY’de madde 6.7.4.4 uyarınca her iki yöndeki hakim periyodun $1,30T_{1A}$ ’dan büyük olması nedeniyle T_1 değeri olarak $1,30T_{1A}$ alınmıştır.

$$T_1 = 1,30 \times T_{1A} = 1,30 \times 1,21 = 1,573s$$

Zemin sınıfı Z1 olduğundan spektrum karakteristik periyotları $T_A=0,10s$, $T_B=0,30s$ ’dir. Bu veriler altında oluşturulan spektrum eğrisi Şekil 2.1’de verilmiştir:



Şekil 2.1 : Spektrum eğrisi

Bulunan T (bina doğal titreşim periyodu) T_1 değerine eşittir ve değeri $1,573s$ ’dir. Spektrum katsayısı $S(T)$ ’nin hesaplanmasında $T > T_B$ olması durumu göz önünde tutularak:

$$S(T) = 2,5 \times (0,3 / 1,573)^{0,8} = 0,664$$

Hem x hem de y yönlerinde $T=1,573s$ olduğundan $S(T)= S(T_x)= S(T_y)$ olacaktır. Spektral ıve katsayısı $A(T)$:

$$A(T) = 0,20 \times 1,00 \times 0,664 = 0,1328$$

Yapının toplam kütlesi $\sum M$ değeri $533,55ts^2/m$ ’dir. bina toplam ağırlığı $\sum W$ değeri ise:

$$\sum W = 533,55 \times 9,81 = 5234,17t$$

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen V_t (toplam eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti) değeri :

$$V_t = 5234,17 \times 0,1328 / 5 = 139,18t \geq 0,2 \times 1,0 \times 0,1 \times 5234,17 = 104,68t$$

$R_d(T)$ değeri ABYYHY’de madde 6.4.4’e göre 5 alınmıştır. Hem x hem de y yönlerinin ikisi içinde V_t değeri $139,18t$ ’dur. $H_N > 25m$ olmasından dolayı ΔF_N değeri:

$$\Delta F_N = 0,07 \times 139,18 \times 1,573 = 15,33t \leq 0,2 \times 139,18 = 27,84t$$

Eşdeğer deprem yükü yönteminde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü değeri olan F_i değerinin hesaplanmasından bulunan değerler Tablo 2.4'te sunulmuştur:

Tablo 2.4 : Eşdeğer deprem yükü (F_i) değerleri :

KAT	$F_i(t)$	$V_t - \Delta F_N(t)$	$F_i(t)$
19	0,07208	123,85	24,2565
18	0,09148	123,85	11,32921
17	0,08666	123,85	10,73294
16	0,08185	123,85	10,13667
15	0,07703	123,85	9,54039
14	0,07294	123,85	9,03341
13	0,06875	123,85	8,51456
12	0,06384	123,85	7,90637
11	0,05906	123,85	7,31463
10	0,05426	123,85	6,72014
9	0,0494	123,85	6,11772
8	0,04452	123,85	5,5136
7	0,03957	123,85	4,90098
6	0,03463	123,85	4,28835
5	0,02968	123,85	3,67573
4	0,02475	123,85	3,06501
3	0,01981	123,85	2,45352
2	0,01486	123,85	1,84014
1	0,00991	123,85	1,22676
zemin	0,00495	123,85	0,61338
TOPLAM	1		139,18

Binada A1 burulma düzensizliğinin kontrolünde deprem yüklerinin hem x hem de y yönünde binanın kütle merkezine göre %5 oranında eksantrik olarak etkitilmesi durumunda inceleme yapılmıştır. Bulunan sonuçlar depremin x yönünde eksantrik etkimesi durumu için Tablo 2.5'de, depremin y yönünde eksantrik etkimesi durumu için Tablo 2.6'da verilmiştir. Tabloda kullanılan ifadelerin anlamları aşağıda tanımlanmıştır. Hesapları ise denklem 2.2, 2.3, 2.4, 2.5'e göre yapılmıştır.

$$(\Delta_i)_{\max} = (d_i)_{\max} - (d_{i-1})_{\max} \quad (2.2)$$

$$(\Delta_i)_{\min} = (d_i)_{\min} - (d_{i-1})_{\min} \quad (2.3)$$

$$(\Delta_i)_{\text{ort}} = [(\Delta_i)_{\max} + (\Delta_i)_{\min}] / 2 \quad (2.4)$$

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} \quad (2.5)$$

$(\Delta_i)_{\max}$: Binanın i'inci katındaki maksimum görelî kat ötelemesi

$(\Delta_i)_{\min}$: Binanın i'inci katındaki minimum görelî kat ötelemesi

$(\Delta_i)_{\text{ort}}$: Binanın i'inci katındaki ortalama görelî kat ötelemesi

d_i : Binanın i'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yer değiştirme

η_{bi} : Burulma düzensizliği katsayısı

Tablo 2.5 : X yönünde A1 burulma düzensizliği kontrolü :

KAT	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{bi}
19	0,1343	0,1248	0,0066	0,0063	0,00645	1,023256
18	0,1277	0,1185	0,007	0,0067	0,00685	1,021898
17	0,1207	0,1118	0,0074	0,0069	0,00715	1,034965
16	0,1133	0,1049	0,0076	0,0072	0,0074	1,027027
15	0,1057	0,0977	0,008	0,0074	0,0077	1,038961
14	0,0977	0,0903	0,0081	0,0076	0,00785	1,031847
13	0,0896	0,0827	0,0083	0,0077	0,008	1,0375
12	0,0813	0,075	0,0083	0,0078	0,00805	1,031056
11	0,073	0,0672	0,008	0,0074	0,0077	1,038961
10	0,065	0,0598	0,0079	0,0074	0,00765	1,03268
9	0,0571	0,0524	0,0078	0,0072	0,0075	1,04
8	0,0493	0,0452	0,0075	0,007	0,00725	1,034483
7	0,0418	0,0382	0,0073	0,0067	0,007	1,042857
6	0,0345	0,0315	0,0069	0,0064	0,00665	1,037594
5	0,0276	0,0251	0,0065	0,0059	0,0062	1,048387
4	0,0211	0,0192	0,0058	0,0054	0,0056	1,035714
3	0,0153	0,0138	0,0052	0,0047	0,00495	1,050505
2	0,0101	0,0091	0,0044	0,004	0,0042	1,047619
1	0,0057	0,0051	0,0035	0,0032	0,00335	1,044776
zemin	0,0022	0,0019	0,0022	0,0019	0,00205	1,073171

Tablo 2.6 : Y yönünde A1 burulma düzensizliği kontrolü :

KAT	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{bi}
19	0,058337	0,036796	0,002509	0,001756	0,002133	1,176553
18	0,055828	0,03504	0,002758	0,001881	0,00232	1,189049
17	0,05307	0,033159	0,002958	0,001988	0,002473	1,196118
16	0,050112	0,031171	0,003145	0,002085	0,002615	1,202677
15	0,046967	0,029086	0,003324	0,002175	0,00275	1,208947
14	0,043643	0,026911	0,003436	0,002238	0,002837	1,211139
13	0,040207	0,024673	0,003573	0,002305	0,002939	1,21572
12	0,036634	0,022368	0,003625	0,002328	0,002977	1,217873
11	0,033009	0,02004	0,003361	0,002122	0,002742	1,225971
10	0,029648	0,017918	0,003337	0,002096	0,002717	1,228419
9	0,026311	0,015822	0,003312	0,002067	0,00269	1,231456
8	0,022999	0,013755	0,003263	0,00202	0,002642	1,235283
7	0,019736	0,011735	0,003181	0,001951	0,002566	1,239673
6	0,016555	0,009784	0,003063	0,001861	0,002462	1,24411
5	0,013492	0,007923	0,002909	0,00175	0,00233	1,248766
4	0,010583	0,006173	0,002713	0,001615	0,002164	1,253697
3	0,00787	0,004558	0,002483	0,001457	0,00197	1,260406
2	0,005387	0,003101	0,002203	0,001269	0,001736	1,269009
1	0,003184	0,001832	0,001881	0,001063	0,001472	1,277853
Zemin	0,001303	0,000769	0,001303	0,000769	0,001036	1,257722

Y yönünde A1 burulma düzensizliğinin incelenmesinde ABYYHY'nin madde 6.7.3.3 uyarınca $1.2 < \eta_{bi} < 2$ durumunun bulunması nedeniyle her iki yönde deprem yüklerinin eksantrisitesi artırılacaktır:

$$D_i = (1,2779/1,2)^2 = 1,134$$

%5 eksantrisitenin D_i katsayısı ile çarpımı sonucunda % 5,67 olarak her iki yönde eksantrsite uygulanmıştır.

B2 yumuşak kat düzensizliği her iki doğrultuda eksantrik deprem yüklerine göre kontrol edilmiştir. Bulunan değerler deprem yüklerinin x yönünde $\pm$ %5,67 eksantrik etkimesi durumu için Tablo 2.7’de, deprem yüklerinin y yönünde $\pm$ %5,67 eksantrik etkimesi durumu için Tablo 2.8’de sunulmuştur:

Tablo 2.7 : X yönünde B2 yumuşak kat düzensizliği kontrolü :

KAT	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{kl}
19	0,13501	0,12412	0,006646	0,006266	0,006456	
18	0,128364	0,117854	0,007071	0,006627	0,006849	1,060874
17	0,121293	0,111227	0,007385	0,006895	0,00714	1,042488
16	0,113908	0,104332	0,007684	0,007148	0,007416	1,038655
15	0,106224	0,097184	0,007973	0,007392	0,007683	1,035936
14	0,098251	0,089792	0,008141	0,007536	0,007839	1,020306
13	0,09011	0,082256	0,008339	0,007698	0,008019	1,022964
12	0,081771	0,074558	0,008397	0,007738	0,008068	1,006111
11	0,073374	0,06682	0,008034	0,00741	0,007722	0,957174
10	0,06534	0,05941	0,007933	0,007306	0,00762	0,986726
9	0,057407	0,052104	0,007798	0,007169	0,007484	0,982151
8	0,049609	0,044935	0,007602	0,006973	0,007288	0,973809
7	0,042007	0,037962	0,007318	0,006696	0,007007	0,961509
6	0,034689	0,031266	0,006942	0,006335	0,006639	0,94741
5	0,027747	0,024931	0,006471	0,005884	0,006178	0,930557
4	0,021276	0,019047	0,005891	0,005337	0,005614	0,908782
3	0,015385	0,01371	0,005222	0,004702	0,004962	0,883862
2	0,010163	0,009008	0,004432	0,003961	0,004197	0,845728
1	0,005731	0,005047	0,003545	0,003131	0,003338	0,795425
Zemin	0,002186	0,001916	0,002186	0,001916	0,002051	0,61444

İki doğrultuda B2 yumuşak kat düzensizliği bulunmamaktadır.

Görelî kat ötelemelerinin deprem yönetmeliğine uygunluğunun kontrolü denklem 2.6a ve 2.6b’den en elverişsiz duruma göre yapılacaktır.

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0,0035 \quad (2.6a)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0,02 / R \quad (2.6b)$$

binanın R değeri 5 olduğu için denklem 2.6b’nin sonucu 0,004 bulunur. Denklem 2.6a ve 2.6b’den en elverişsiz değer 0,0035’dir. Sonuçlar bu değere göre kontrol edilmiştir. X yönü için bulunan $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ sonuçları Tablo 2.9’da, y yönü için bulunan $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ sonuçları Tablo 2.10’da sunulmuştur.

Tablo 2.8 : Y yönünde B2 yumuşak kat düzensizliği kontrolü :

KAT	$(d_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\min}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max}$	$(\Delta_i)_{\min}$	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$	η_{ki}
19	0,059845	0,035288	0,002562	0,001703	0,002133	
18	0,057283	0,033585	0,002819	0,00182	0,00232	1,087691
17	0,054464	0,031765	0,003026	0,00192	0,002473	1,066178
16	0,051438	0,029845	0,003219	0,002011	0,002615	1,05742
15	0,048219	0,027834	0,003405	0,002094	0,00275	1,051434
14	0,044814	0,02574	0,00352	0,002154	0,002837	1,031824
13	0,041294	0,023586	0,003661	0,002217	0,002939	1,035953
12	0,037633	0,021369	0,003717	0,002233	0,002975	1,012249
11	0,033916	0,019136	0,003447	0,002039	0,002743	0,922017
10	0,030469	0,017097	0,003424	0,002009	0,002717	0,990339
9	0,027045	0,015088	0,003399	0,00198	0,00269	0,990061
8	0,023646	0,013108	0,00335	0,001933	0,002642	0,982153
7	0,020296	0,011175	0,003267	0,001865	0,002566	0,971418
6	0,017029	0,00931	0,003147	0,001777	0,002462	0,95947
5	0,013882	0,007533	0,00299	0,001669	0,00233	0,946182
4	0,010892	0,005864	0,00279	0,001538	0,002164	0,928955
3	0,008102	0,004326	0,002557	0,001385	0,001971	0,910813
2	0,005545	0,002941	0,002266	0,001209	0,001738	0,881532
1	0,003279	0,001732	0,001938	0,001	0,001469	0,845468
zemin	0,001341	0,000732	0,001341	0,000732	0,001037	0,705582

Tablo 2.9 : X yönünde $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ göreli kat ötelemelerinin kontrolü :

KAT	h_i (m)	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max} / h_i$
19	3,5	0,006646	0,001899
18	3,5	0,007071	0,00202
17	3,5	0,007385	0,00211
16	3,5	0,007684	0,002195
15	3,5	0,007973	0,002278
14	3,5	0,008141	0,002326
13	3,5	0,008339	0,002383
12	3,5	0,008397	0,002399
11	3,5	0,008034	0,002295
10	3,5	0,007933	0,002267
9	3,5	0,007798	0,002228
8	3,5	0,007602	0,002172
7	3,5	0,007318	0,002091
6	3,5	0,006942	0,001983
5	3,5	0,006471	0,001849
4	3,5	0,005891	0,001683
3	3,5	0,005222	0,001492
2	3,5	0,004432	0,001266
1	3,5	0,003545	0,001013
Zemin	3,5	0,002186	0,000625

Her iki yön içinde bulunan değerler 0,0035 değerinden küçüktür. Yönetmelikte belirtilen koşul sağlanmaktadır.

Tablo 2.10 : Y yönünde $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ göreli kat ötelemelerinin kontrolü :

KAT	h_i (m)	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max} / h_i$
19	3,5	0,002562	0,000732
18	3,5	0,002819	0,000805
17	3,5	0,003026	0,000865
16	3,5	0,003219	0,00092
15	3,5	0,003405	0,000973
14	3,5	0,00352	0,001006
13	3,5	0,003661	0,001046
12	3,5	0,003717	0,001062
11	3,5	0,003447	0,000985
10	3,5	0,003424	0,000978
9	3,5	0,003399	0,000971
8	3,5	0,00335	0,000957
7	3,5	0,003267	0,000933
6	3,5	0,003147	0,000899
5	3,5	0,00299	0,000854
4	3,5	0,00279	0,000797
3	3,5	0,002557	0,000731
2	3,5	0,002266	0,000647
1	3,5	0,001938	0,000554
Zemin	3,5	0,001341	0,000383

İkinci merteye etkilerinin değerlendirilmesi için hem x hem de y yönündeki deprem doğrultusunda her bir katta , ikinci merteye gösterge değeri, Θ_i ABYYHY'e göre incelendi. X yönü için hesaplanan Θ_i değerleri Tablo 2.11, y yönü için hesaplanan Θ_i değerleri Tablo 2.12'de sunulmuşlardır:

Tablo 2.11 : X yönünde Θ_i ikinci merteye gösterge değerlerinin kontrolü :

KAT	w_i (t)	$(\Delta i)_{ort}$	F_i (t)	V_i (t)	h_i (m)	$\sum w_i$ (t)	$(\Delta i)_{ort} * \sum w_i$ (t)	$V_i * h_i$	Θ_i
19	194,69	0,0065	24,26	24,26	3,5	194,69	1,26	84,9	0,015
18	260,1	0,0068	11,33	35,59	3,5	454,79	3,11	124,55	0,025
17	260,1	0,0071	10,73	46,32	3,5	714,89	5,1	162,12	0,031
16	260,1	0,0074	10,14	56,46	3,5	974,99	7,23	197,59	0,037
15	260,1	0,0077	9,54	66	3,5	1235,09	9,49	230,98	0,041
14	262,7	0,0078	9,03	75,03	3,5	1497,78	11,74	262,6	0,045
13	265,29	0,008	8,51	83,54	3,5	1763,08	14,14	292,4	0,048
12	265,29	0,0081	7,91	91,45	3,5	2028,37	16,36	320,08	0,051
11	265,89	0,0077	7,31	98,76	3,5	2294,26	17,72	345,68	0,051
10	266,49	0,0076	6,72	105,48	3,5	2560,75	19,51	369,2	0,053
9	266,86	0,0075	6,12	111,6	3,5	2827,61	21,16	390,61	0,054
8	267,23	0,0073	5,51	117,12	3,5	3094,84	22,56	409,91	0,055
7	267,23	0,007	4,9	122,02	3,5	3362,07	23,56	427,06	0,055
6	267,23	0,0066	4,29	126,31	3,5	3629,3	24,09	442,07	0,055
5	267,23	0,0062	3,68	129,98	3,5	3896,53	24,07	454,93	0,053
4	267,4	0,0056	3,07	133,05	3,5	4163,93	23,38	465,66	0,05
3	267,56	0,005	2,45	135,5	3,5	4431,49	21,99	474,25	0,046
2	267,56	0,0042	1,84	137,34	3,5	4699,05	19,72	480,69	0,041
1	267,56	0,0033	1,23	138,57	3,5	4966,61	16,58	484,98	0,034
Zemin	267,56	0,0021	0,61	139,18	3,5	5234,17	10,74	487,13	0,022

Tablo 2.12 : Y yönünde Θ_i ikinci merteye gösterge değerlerinin kontrolü :

KAT	w _i (t)	(Δi) _{ort}	F _i (t)	V _i (t)	h _i (m)	Σw_i (t)	(Δi) _{ort} * Σw_i (t)	V _i * h _i	Θ_i
19	194,69	0,0021	24,26	24,26	3,5	194,69	0,415	84,9	0,0049
18	260,1	0,0023	11,33	35,59	3,5	454,79	1,055	124,55	0,0085
17	260,1	0,0025	10,73	46,32	3,5	714,89	1,768	162,12	0,0109
16	260,1	0,0026	10,14	56,46	3,5	974,99	2,55	197,59	0,0129
15	260,1	0,0027	9,54	66	3,5	1235,09	3,396	230,98	0,0147
14	262,7	0,0028	9,03	75,03	3,5	1497,78	4,249	262,6	0,0162
13	265,29	0,0029	8,51	83,54	3,5	1763,08	5,182	292,4	0,0177
12	265,29	0,003	7,91	91,45	3,5	2028,37	6,034	320,08	0,0189
11	265,89	0,0027	7,31	98,76	3,5	2294,26	6,293	345,68	0,0182
10	266,49	0,0027	6,72	105,48	3,5	2560,75	6,956	369,2	0,0188
9	266,86	0,0027	6,12	111,6	3,5	2827,61	7,605	390,61	0,0195
8	267,23	0,0026	5,51	117,12	3,5	3094,84	8,175	409,91	0,0199
7	267,23	0,0026	4,9	122,02	3,5	3362,07	8,627	427,06	0,0202
6	267,23	0,0025	4,29	126,31	3,5	3629,3	8,935	442,07	0,0202
5	267,23	0,0023	3,68	129,98	3,5	3896,53	9,077	454,93	0,02
4	267,4	0,0022	3,07	133,05	3,5	4163,93	9,011	465,66	0,0194
3	267,56	0,002	2,45	135,5	3,5	4431,49	8,734	474,25	0,0184
2	267,56	0,0017	1,84	137,34	3,5	4699,05	8,165	480,69	0,017
1	267,56	0,0015	1,23	138,57	3,5	4966,61	7,296	484,98	0,015
Zemin	267,56	0,001	0,61	139,18	3,5	5234,17	5,425	487,13	0,0111

Θ_i değerlerinin yeterli ölçüde küçük çıkmasından dolayı ikinci merteye etkileri hesapta göz önüne alınmamıştır.

2.2.2 Rüzgar Yükleri [4]: TS498 de belirlenen rüzgar yüklerinin yapıya etkisinin yüksekliğe bağlı olarak değişiminden yararlanılarak binaya etkilmiştir. Binanın zeminden yüksekliğine bağlı olarak etkiyen q_w , emme (hız basıncı) değerleri altta sunulmuştur.

$$q_w = 0,50 \text{ kN/m}^2 \quad 0 < H_N < 8\text{m} \text{ (emme basıncı kuvveti)}$$

$$q_w = 0,80 \text{ kN/m}^2 \quad 8\text{m} < H_N < 20\text{m}$$

$$q_w = 1,10 \text{ kN/m}^2 \quad 20\text{m} < H_N < 70\text{m}$$

C_p emme katsayısı TS-498’de çizelge 6’ya göre kule tipi olmayan ve rüzgar etkisinin yüzeye dik olarak etki ettiği kapalı yapılarda $C_p=1,2$ olarak verildiğinden C_p değeri 1,2 alınmıştır. p_w rüzgar basıncı, kat yüksekliği ve binanın rüzgar etkisine maruz kaldığı yüzey genişliği ile çarpılarak her kata ait diyaframlara etkitildi. Diyaframlara etkitilen rüzgar kuvvetleri, doğrudan doğruya kolonlara yatay etki olarak iletilmektedir. Rüzgar yüklerin x yönünden etkimesi (V_X) ve y yönünden etkimesi (V_Y) durumunda her katta bulunan kesme kuvvetleri (V_x , V_y) ile toplam kesme kuvvetleri (ΣW_X , ΣW_Y) Tablo 2.13’de sunulmuştur. Binanın W_X , W_Y rüzgar

yüklemesi durumunda bulunan maksimum görelî kat ötelemeleri ve kat yer değiştirmeleri hesapları Tablo 2.14'te sunulmuştur:

: Tablo 2.13 : Rüzgar yüklemesinden dolayı meydana gelen kesme kuvvetleri:

Kat	Yükleme	$V_x(t)$	$\sum V_x(t)$	Kat	Yükleme	$V_y(t)$	$\sum V_y(t)$
Kat19	WX	7,045	7,05	Kat19	WY	10,5805	10,58
Kat18	WX	7,045	14,09	Kat18	WY	10,5805	21,16
Kat17	WX	7,045	21,14	Kat17	WY	10,5805	31,74
Kat16	WX	7,045	28,18	Kat16	WY	10,5805	42,32
Kat15	WX	7,045	35,23	Kat15	WY	10,5805	52,9
Kat14	WX	7,045	42,27	Kat14	WY	10,5805	63,48
Kat13	WX	7,045	49,32	Kat13	WY	10,5805	74,06
Kat12	WX	7,045	56,36	Kat12	WY	10,5805	84,64
Kat11	WX	7,045	63,41	Kat11	WY	10,5805	95,22
Kat10	WX	7,045	70,45	Kat10	WY	10,5805	105,81
Kat9	WX	7,045	77,5	Kat9	WY	10,5805	116,39
Kat8	WX	7,045	84,54	Kat8	WY	10,5805	126,97
Kat7	WX	7,045	91,59	Kat7	WY	10,5805	137,55
Kat6	WX	7,045	98,63	Kat6	WY	10,5805	148,13
Kat5	WX	5,124	103,75	Kat5	WY	7,6944	155,82
Kat4	WX	5,124	108,88	Kat4	WY	7,6944	163,52
Kat3	WX	5,124	114	Kat3	WY	7,6944	171,21
Kat2	WX	5,124	119,13	Kat2	WY	7,6944	178,9
Kat1	WX	3,025	122,15	Kat1	WY	4,809	183,71
Zemin	WX	3,025	125,18	Zemin	WY	4,809	188,52

Tablo 2.14 : Rüzgar yüklemesinden elde edilen $(\Delta_i)_{max}$ ve d_i değerleri :

Kat	Yükleme	$(\Delta_i)_{max} (m)$	$(d_i)_{max} (m)$	Kat	Yükleme	$(\Delta_i)_{max} (m)$	$(d_i)_{max} (m)$
Kat19	WX	0,00128	0,1007	Kat19	WY	0,00063	0,0584
Kat18	WX	0,00135	0,0962	Kat18	WY	0,00068	0,0562
Kat17	WX	0,0014	0,0915	Kat17	WY	0,00072	0,0538
Kat16	WX	0,00145	0,0866	Kat16	WY	0,00076	0,0513
Kat15	WX	0,00151	0,0815	Kat15	WY	0,0008	0,0486
Kat14	WX	0,00154	0,0762	Kat14	WY	0,00083	0,0458
Kat13	WX	0,00159	0,0708	Kat13	WY	0,00086	0,0429
Kat12	WX	0,00162	0,0652	Kat12	WY	0,00089	0,0399
Kat11	WX	0,00164	0,0596	Kat11	WY	0,00091	0,0368
Kat10	WX	0,00166	0,0538	Kat10	WY	0,00093	0,0336
Kat9	WX	0,00166	0,048	Kat9	WY	0,00095	0,0304
Kat8	WX	0,00166	0,0422	Kat8	WY	0,00096	0,027
Kat7	WX	0,00163	0,0364	Kat7	WY	0,00096	0,0237
Kat6	WX	0,00159	0,0307	Kat6	WY	0,00096	0,0203
Kat5	WX	0,00153	0,0251	Kat5	WY	0,00094	0,017
Kat4	WX	0,00143	0,0198	Kat4	WY	0,00091	0,0137
Kat3	WX	0,00133	0,0147	Kat3	WY	0,00087	0,0105
Kat2	WX	0,00119	0,0101	Kat2	WY	0,00082	0,0075
Kat1	WX	0,00102	0,0059	Kat1	WY	0,00075	0,0046
Zemin	WX	0,00067	0,0024	Zemin	WY	0,00056	0,002

Sonuçların incelenmesinden x ve y yönlerinde diyaframlarda meydana gelen maksimum yer değiştirmeler sırasıyla $f_{\max} X = (d_{19x})_{\max} = 10,07 \text{ cm}$ ve $f_{\max} Y = (d_{19y})_{\max} = 5,84 \text{ cm}$ bulunmuştur. Bu değerlerin bina toplam yüksekliği olan 7000cm ile bölünmesi sonucunda bina yüksekliğine göre maksimum diyafram yer değişiklikleri değerleri şu hali alır. $f_{\max} X = H_n/695$ ve $f_{\max} Y = H_n/1198$. Bulunan iki değerde tasarım başında belirlenen $H_n/500$ değerinin altında kalmakta ve koşulu sağlamaktadır.

2.2.3 İkinci mertebe etkilerinin P-Δ Analizi ile İncelenmesi: İkinci mertebe teorisinin esası, narin yapılarda denge denklemlerinin şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması sonucuna dayanır. İkinci mertebe teorisinde sistem davranışı lineer olmadığı için süperpozisyon prensibi geçersizdir. Bu nedenle güvenlik gerilmelerine göre boyutlandırma yapılamaz. Bunun yerine işletme yüklerinin öngörülen bir güvenlik katsayısıyla çarpımından oluşan hesap yükleri altında sistem statik hesabı yapılarak kesit zorları bulunur ve boyutlamaya gidilir.

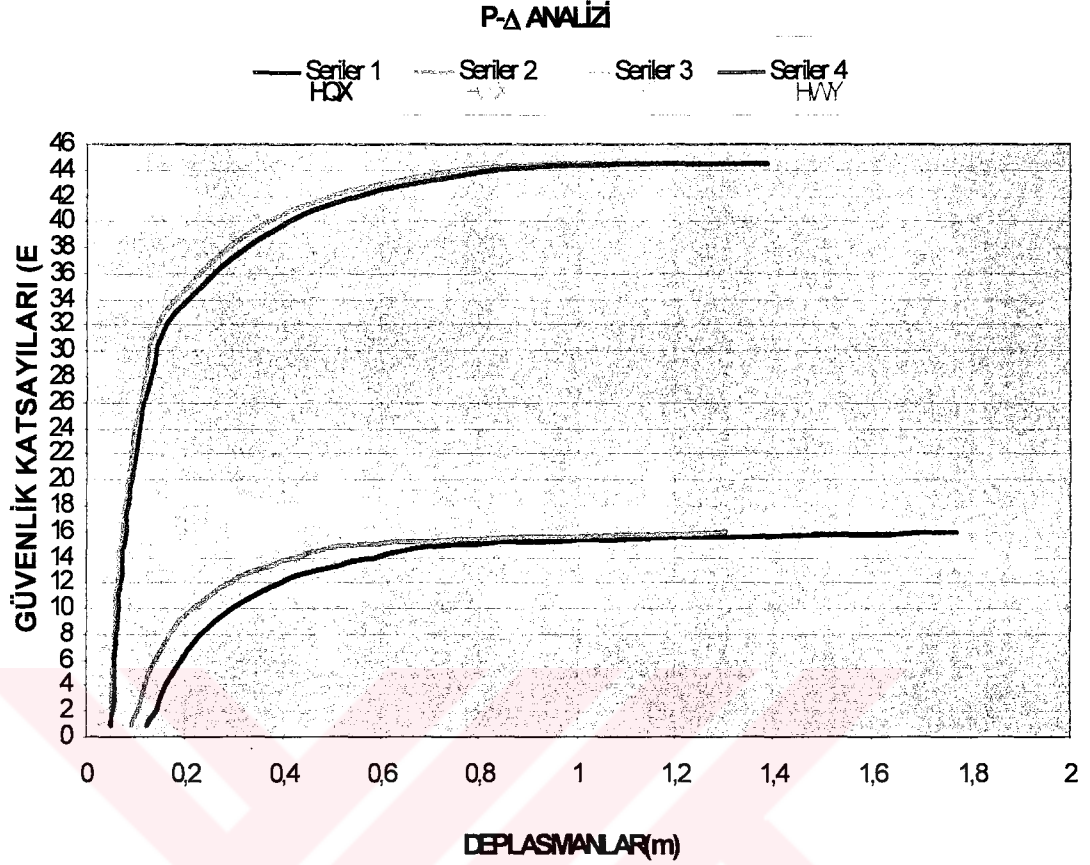
Mevcut yük kombinasyonları yukarıda verilen e1 güvenlik katsayıları ile artırılarak statik hesap yapıldı. Malzeme güvenlik gerilmesi St52 için verilen akma gerilmesi olarak alınıp dizayn sonuçlandırıldı. Sonuçta sistemin ikinci mertebe etkileri altında güvenli tarafta kaldığı gösterilmiş oldu (bununla ilgili çıktılar ekte sunulan diskette yer almaktadır).

P-Δ Etkisi sistemde normal kuvvet taşıyan elemanların yani düşey taşıyıcı elemanlar olan kolonların burkulma yükünün bulunması ve buna bağlı olan burkulma boyunun tayin edilmesi bakımından son derece önemlidir. Bu yapılırken tüm sistemdeki işletme yükleri e2 katsayısı ile artırılır. Her adımda e2 katsayısı artırılarak sistemin çözümü yapıldığında herhangi bir i. katın deplasmanları incelenecek olursa, deplasman değerlerinin belirli bir e2 sayısında asimptota ulaştığı yani deplasmanların sonsuza doğru yakınsadığı görülür. Bunun anlamı sistem rijitlik matrisinin yani katsayılar matrisinin determinant değerinin sıfır olmasıdır. Bunun bir başka anlamı da sistemin stabilitesinin bozulmasıdır. Her iki yön için yapılan P-Δ etkisi sonucunda bulunan e2x ve e2y yük arttırım katsayıları yardımıyla, ele alınan herhangi bir düşey taşıyıcı elemanın burkulma yükü ve burkulma boyu tespit edilmiş olur. Hesaplar sonucunda;

$$e2x = 16 = P_k/P_i$$

$$e2y = 44,5 = P_k/P_i$$

P- Δ analizi sonuçları altta Şekil 2.2’de sunulmuştur.



Şekil 2.2 : P- Δ analizi sonuçları

Şekilden de görüleceği gibi güvenlik katsayısının y tarafında artırılması durumunda 44,5 katı kadar bir artıştan sonra stabilite bozuluyor. Buna karşın x tarafında güvenlik katsayısının 16 kat artırılması sonucunda grafik asimptota ulaşıyor ve stabilitesi sona eriyor. Sonuç olarak sistem ikinci mertebe etkileri altında güvenli tarafta kalmaktadır.

3. HESAPTA KULLANILAN YÜK KOMBİNASYONLARI :

Bu kısımda kullanılan yük kombinasyonlarının listesi verilmiştir[6]. Kombo sütununun altında hangi yükleme çeşitlerinin bir arada kullanıldıkları anlatılmakta. Durum sütununun altında ise hesaba katılan yükler tanımlanmıştır. Katsayı sütununda yükün normal etkimesi durumunda artı ters etkimesi durumunda eksi işareti kullanılmıştır, verilen rakamlar ise yük artırım katsayılarını göstermektedir. Durum tipi sütununda ise yükün ne tür bir yük olduğu tarif edilmiştir. Statik mi yoksa dinamik olarak mı etkiliyor veya spektrum yükü mü olduğu her yükleme durumu için açıklanmıştır. Tablolarda kullanılan kısaltmaların anlamları ise altta açıklanmıştır.

H1, H2: Düşey yükleme

HSX, H1SX: x yönü spektrumu deprem yüklemesi

HSY, H1SY: y yönü spektrumu deprem yüklemesi

HQX, HQXE, HQXN, HQXNE, HQXP, HQXPE, H1QX, H1QXE, H1QXN, H1QXNE, H1QXP, H1QXPE : x yönü için eşdeğer statik deprem yüklemesi

HQY, HQYE, HQYN, HQYNE, HQYP, HQYPE, H1QY, H1QYE, H1QYN, H1QYNE, H1QYP, H1QYPE : y yönü için eşdeğer statik deprem yüklemesi

HWX, HWXE, H1WX, H1WXE, H2WX, H2WXE : x yönü rüzgar yüklemesi

HWY, HWYE, H1WY, H1WYE, H2WY, H2WYE : y yönü rüzgar yüklemesi

Kombinasyonlarda kullanılan harflerin anlamları altta açıklanmışlardır:

E : Ters yönde etkiye

N : Negatif ekzantrisme

P : Pozitif ekzantrisme

Tüm kombinasyonların tanımlanmasında fazla yer kaplamaması amacıyla durum sütununda yer alan ÖLÜ tanımlaması (ölü yükler + Kaplama yükleri + Dış Cephe yükleri + Bölme Duvarı yükleri) bu yüklerin tümünü kapsamaktadır. Burada ÖLÜ yük önünde bulunan katsayısı aslında yukarıda tanımlanan yüklerin hepsine etmektedir. Bu katsayı hepsi için aynı olduğundan hepsi ÖLÜ yük içerisinde tanımlanmışlardır. Tablo 3.1’de sadece düşey yük kombinasyonlarına ait değerler,

Tablo 3.2’de rüzgar yüklemesine ait yük kombinasyonları, Tablo 3.3’te deprem yüklemesine ait yük kombinasyonları verilmiştir:

Tablo 3.1 : Düşey Yük Kombinasyonları :

Kombo	Durum	Katsayı	Durum Tipi
H1	Ölü	1,35	Statik
H2	Ölü	1,35	Statik
	Canlı	1,50	Statik

Tablo 3.2 : Rüzgar Yüklemesine Ait Yük Kombinasyonları :

Kombo	Durum	Katsayı	Durum Tipi	Kombo	Durum	Katsayı	Durum Tipi
HWX	Ölü	1,35	Statik	HWY	Ölü	1,35	Statik
	Canlı	1,35	Statik		Canlı	1,35	Statik
	WX	1,35	Statik		WY	1,35	Statik
HWXE	Ölü	1,35	Statik	HWYE	Ölü	1,35	Statik
	Canlı	1,35	Statik		Canlı	1,35	Statik
	WX	-1,35	Statik		WX	-1,35	Statik
H1WX	Ölü	1,35	Statik	H1WY	Ölü	1,35	Statik
	WX	1,50	Statik		WY	1,50	Statik
H1WXE	Ölü	1,35	Statik	H1WYE	Ölü	1,35	Statik
	WX	-1,50	Statik		WY	-1,50	Statik
H2WX	Ölü	1,00	Statik	H2WY	Ölü	1,00	Statik
	WX	1,50	Statik		WY	1,50	Statik
H2WXE	Ölü	1,00	Statik	H2WYE	Ölü	1,00	Statik
	WX	-1,50	Statik		WY	-1,50	Statik

Tablo 3.3 : Deprem Yüklemesine Ait Yük Kombinasyonları :

Kombo	Durum	Katsayı	Durum Tipi	Kombo	Durum	Katsayı	Durum Tipi
HQX	Ölü	1,00	Statik	HQY	Ölü	1,00	Statik
	Canlı	0,45	Statik		Canlı	0,45	Statik
	QX	1,00	Statik		QY	1,00	Statik
H1QX	Ölü	1,00	Statik	H1QY	Ölü	1,00	Statik
	QX	1,00	Statik		QY	1,00	Statik

Kombo	Durum	Katsayı	Durum Tipi	Kombo	Durum	Katsayı	Durum Tipi
HQXE	Ölü	1,00	Statik	HQYE	Ölü	1,00	Statik
	Canlı	0,45	Statik		Canlı	0,45	Statik
	QX	-1,00	Statik		QY	-1,00	Statik
HQXN	Ölü	1,00	Statik	HQYN	Ölü	1,00	Statik
	Canlı	0,45	Statik		Canlı	0,45	Statik
	QXN	1,00	Statik		QYN	1,00	Statik
HQXNE	Ölü	1,00	Statik	HQYNE	Ölü	1,00	Statik
	Canlı	0,45	Statik		Canlı	0,45	Statik
	QXN	-1,00	Statik		QYN	-1,00	Statik
HQXP	Ölü	1,00	Statik	HQYP	Ölü	1,00	Statik
	Canlı	0,45	Statik		Canlı	0,45	Statik
	QXP	1,00	Statik		QYP	1,00	Statik
HQXPE	Ölü	1,00	Statik	HQYPE	Ölü	1,00	Statik
	Canlı	0,45	Statik		Canlı	0,45	Statik
	QXP	-1,00	Statik		QYP	-1,00	Statik
H1QXE	Ölü	1,00	Statik	H1QYE	Ölü	1,00	Statik
	QX	-1,00	Statik		QY	-1,00	Statik
H1QXN	Ölü	1,00	Statik	H1QYN	Ölü	1,00	Statik
	QXN	1,00	Statik		QYN	1,00	Statik
H1QXNE	Ölü	1,00	Statik	H1QYNE	Ölü	1,00	Statik
	QXN	-1,00	Statik		QYN	-1,00	Statik
H1QXP	Ölü	1,00	Statik	H1QYP	Ölü	1,00	Statik
	QXP	1,00	Statik		QYP	1,00	Statik
H1QXPE	Ölü	1,00	Statik	H1QYPE	Ölü	1,00	Statik
	QXP	-1,00	Statik		QYP	-1,00	Statik
HSX	Ölü	1,00	Statik	HSY	Ölü	1,00	Statik
	Canlı	0,45	Statik		Canlı	0,45	Statik
	SpeX	1,00	Spektrum		SpeY	1,00	Spektrum
H1SX	Ölü	1,00	Statik	H1SY	Ölü	1,00	Statik
	SpeX	1,00	Spektrum		SpeY	1,00	Spektrum

Yukarıda yer alan yük kombinasyonları temelde 9 kombinasyondan türetilmişlerdir.

Bunlar şunlardır:

1,35 Ölü

1,35 Ölü + 1,50 Canlı

1,35 Ölü + 1,35 Canlı $\pm$ 1,35WX (WY)

1,35 Ölü $\pm$ 1,50 WX (WY)

1,00 Ölü $\pm$ 1,50 WX (WY)

1,00 Ölü + 1,50*0,30 Canlı $\pm$ 1,00 QX (QY)

1,00 Ölü $\pm$ 1,00 QX (QY)

1,00 Ölü + 1,50*0,30 Canlı + 1,00 SpecX (SpecY)

1,00 Ölü + 1,00 SpecX (SpecY)



4. TAŞIYI ELEMANLARIN ENKESİT ÖZELLİKLERİ

4.1 Kullanılan Profillerin Enkesit Özellikleri:

Sistemin dizaynında her 5 katta bir kolon enkesitleri yukarıya çıkıldıkça azaltılmıştır[9]. İlk 5 katlık kısımda HE 340-M, ikinci 5 katlık kısımda HE 320-M, üçüncü 5 katlık kısımda HE 300-M, dördüncü 5 katlık kısımda HE 280-M profilleri kullanıldı.

Tali kirişler kompozit kiriş olarak dizayn edildi. Kullanılan profil HE 140-B'dir. Döşeme betonu olarak 12cm kalınlığında BS-25 kullanılmıştır. Kat kirişlerinde iki farklı profil sınıfı kullanıldı. Basit bağlı kat kirişlerinde HE 200-B, rijit bağlı kat kirişlerinde HE 240-B profilleri kullanıldı.

Çaprazlarda da iki farklı profil kullanıldı. Zemin üzerindeki ilk 12 katta HE 180-B, son 8 katta ise HE 140-B profilleri kullanıldı. Kullanılan kolon profillerinin enkesit özellikleri Tablo 4.2, kiriş profillerinin enkesit özellikleri Tablo 4.1, çapraz profillerinin enkesit özellikleri ise Tablo 4.3'te sunulmuştur.

Tablo 4.1, 4.2, 4.3'te kullanılan sembollerin anlamları altta açıklanmıştır:

h : Profil yüksekliği

b : Profil başlık genişliği

t_w : Profil gövde kalınlığı

t_f : Profil başlık kalınlığı

r : Profil boyun eğriliği

A : Profil enkesit alanı

d : Profil gövdesinin düz kısmının uzunluğu

I_y : Kuvvetli eksen atalet momenti

I_z : Zayıf eksen atalet momenti

W_y : Kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti

W_z : Zayıf eksen elastik mukavemet momenti

$W_{pl,y}$: Kuvvetli eksen plastik mukavemet momenti

$W_{pl,z}$: Zayıf eksen plastik mukavemet momenti

i_y : Kuvvetli eksen atalet yarıçapı

i_z : Zayıf eksen atalet yarıçapı

I_t : Enkesitin burulma dayanımı

I_w : Enkesitin çarpılma dayanımı

Tablo 4.1 : Kiriş profillerinin enkesit özellikleri:

Profil Enkesiti	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm ²	d mm	I _y cm ⁴	W _y cm ³
HE 140-B	140	140	7	12	12	42.96	92	1509	215.6
HE 200-B	200	200	9	15	18	78.08	134	5696	569.6
HE 240-B	240	240	10	17	21	106.0	164	11260	938.3
HE 280-B	280	280	10,5	18	24	131.4	196	19270	1376
Profil Enkesiti	W _{pl,y} cm ³	I _y cm	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _z cm	I _T cm ⁴	I _w 10-3 cm ⁶	
HE 140-B	245.4	5,93	549.7	78.5	119.8	3,58	20,2	22.48	
HE 200-B	642.5	8,54	2003	200.3	305.8	5,07	59.28	171.1	
HE 240-B	1053	10,31	3923	326.9	498.4	6,08	102.69	486.9	
HE 280-B	1534	12,11	6595	471	717.6	7,09	143.70	1130	

Tablo 4.2 : Kolon profillerinin enkesit özellikleri:

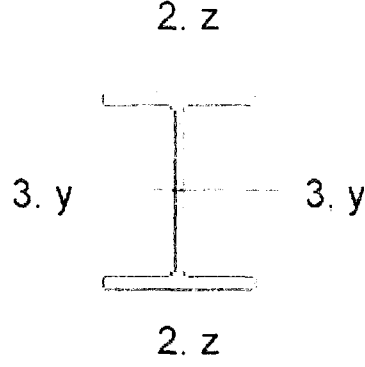
Profil Enkesiti	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm ²	d mm	I _y cm ⁴	W _y cm ³
HE 280-M	310	288	18,5	33	24	240.2	196	39550	2551
HE 300-M	340	310	21	39	27	303.1	208	59200	3482
HE 320-M	359	309	21	40	27	312.0	225	68130	3796
HE 340-M	377	309	21	40	27	315.8	243	76370	4052
Profil Enkesiti	W _{pl,y} cm ³	I _y cm	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _z cm	I _T cm ⁴	I _w 10-3 cm ⁶	
HE 280-M	2966	12,83	13160	914.1	1397	7,40	807.3	2520	
HE 300-M	4078	13.98	19400	1252	1913	8,00	1408	4386	
HE 320-M	4435	14.78	19710	1276	1951	7,95	1501	5004	
HE 340-M	4718	15.55	19710	1276	1953	7,90	1506	5584	

Tablo 4.3 : Çapraz profillerinin enkesit özellikleri:

Profil Enkesiti	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm ²	d mm	I _y cm ⁴	W _y cm ³
HE 140-B	140	140	7	12	12	42.96	92	1509	215.6
HE 180-B	180	180	8,5	14	15	65.25	122	3831	425.7
Profil Enkesiti	W _{pl,y} cm ³	I _y cm	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _z cm	I _T cm ⁴	I _w 10-3 cm ⁶	
HE 140-B	245.4	5,93	549.7	78.5	119.8	3,58	20,2	22.48	
HE 180-B	481.4	7,66	1363	151.4	231.0	4,57	42.16	93.75	

Taşıyıcı elemanların boyutlandırılmasında ve dizaynında EC-3 yönetmeliği kullanıldı. EC-3'e göre eksenlerin tanımlanması ve eksen yönleri Şekil 4.1'de belirtilmiştir. Burada 2-2 veya z-z eksenini hadde profiller için gövdeye paralel olan

eksendir. 3-3 veya y-y eksenini ise 2-2 eksenine dik olan eksendir, yani profil başlıklarına paralel olan eksendir.



Şekil 4.1 : EC-3'te profiller için tanımlanan kuvvetli ve zayıf eksenlerin gösterimi

4.2 Kullanılan Malzeme Özellikleri:

Tüm taşıyıcı elemanlar St-52 sınıfı çeliktendir. Döşeme betonu ve temel betonu olarak BS-25 sınıfı beton kullanıldı. Çelik ve betonun malzeme özellikleri Tablo 4.4'te sunulmuştur:

Tablo 4.4 : BS-25 ve St-52'nin malzeme özellikleri:

	BS-25	St-52
Birim hacim kütlesi(kN/m ³)	2,45E-02	7,70E-02
Birim hacim ağırlığı (kN/m ³)	24,52	77
Elastisite Modülü(kN/cm ²)	2942	20594
Poisson Oranı	0,3	0,3
Materyal Tipi	İzotropik	İzotropik
Akma gerilmesi (kN/cm ²)		35,5
Çekme dayanımı (kN/cm ²)		51
Beton tasarım basınç dayanımı(kN/cm ²)	1,67	

5. BİRLEŞİM VE DETAY HESAPLARI

5.1 Kolon Ayaklarının Teşkili ve Ankraj Detayları :

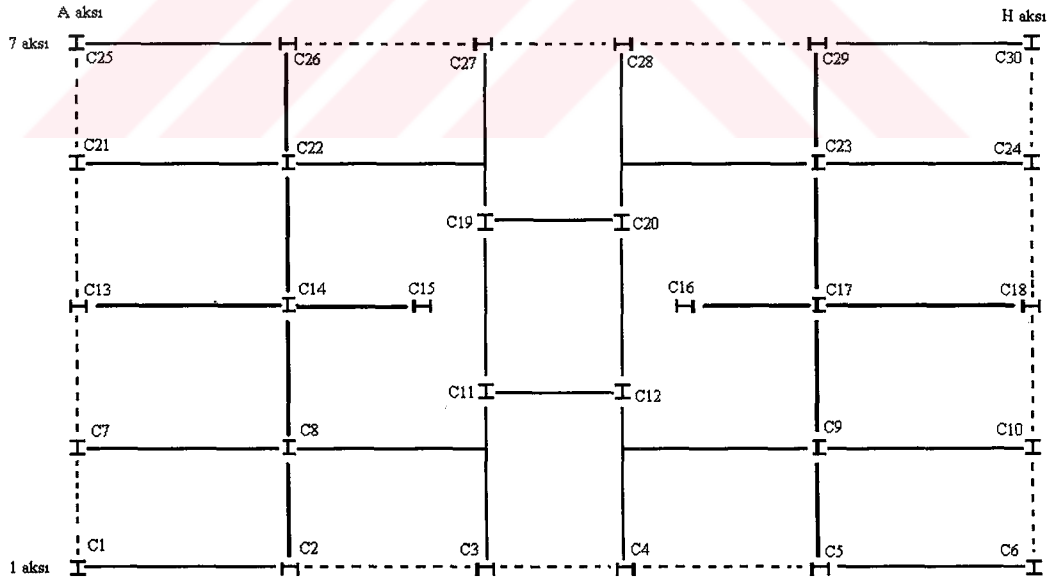
Bu kısımda 3 çeşit kolon ayağı kullanıldı. Bunlar sırasıyla ankastre kolon ayakları, yarı ankastre kolon ayakları ve mafsallı kolon ayaklarıdır [6]. Altta Şekil 5.1 üzerinde kolonların kat planı üzerindeki yerleşimleri gösterilmektedir. Buna göre:

- Ankastre Kolon Ayakları: C1, C3, C4, C6, C7, C10, C11, C12, C19, C20, C21, C24, C25, C27, C28, C30
- Yarı Ankastre Kolon Ayakları: C2, C5, C8, C9, C13, C15, C16, C18, C22, C23, C26, C29

X Yönünde Ankastre Olanlar → C2, C5, C8, C9, C22, C23, C26, C29

Y Yönünde Ankastre Olanlar → C13, C15, C16, C18

- Mafsallı Kolon Ayakları: C14, C17



Şekil 5.1 : Kat planı üzerinde kolonların yerleşimi ve isimleri

Tablo 5.1’de kolonların temele bağlantılarında kolonların bağlantı yerinde kuvvetlerin ve momentlerin tutulu olup olmadığı verilmiştir. Kuvvetler U ile momentler ise R ile temsil edilmiştir. “Var” tanımının anlamı o tesirin sınırlandırılmış olduğu anlatılmaktadır.

Tablo 5.1 : Kolon zemin reaksiyon etkilerinin sınırlandırılma durumu:

Kat	Nokta	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ZEMİN	C1	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C2	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C3	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C4	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C5	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C6	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C7	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C8	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C9	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C10	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C11	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C12	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C13	Var	Var	Var	Var		Var
ZEMİN	C14	Var	Var	Var			
ZEMİN	C15	Var	Var	Var	Var		Var
ZEMİN	C16	Var	Var	Var	Var		Var
ZEMİN	C17	Var	Var	Var			
ZEMİN	C18	Var	Var	Var	Var		Var
ZEMİN	C19	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C20	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C21	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C22	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C23	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C24	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C25	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C26	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C27	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C28	Var	Var	Var	Var	Var	Var
ZEMİN	C29	Var	Var	Var		Var	Var
ZEMİN	C30	Var	Var	Var	Var	Var	Var

5.1.1 Ankastre kolon ayakları: Ankastre temellerdeki temel reaksiyonları tablosunun incelenmesi sonucunda etki eden en büyük eksenel kuvvetler:

$$F_{x \max} = |F_{x \min}| = 3,78 \text{ ton}$$

$$F_{y \max} = |F_{y \min}| = 3,52 \text{ ton}$$

Burada verilen $F_{x \max}$ ve $F_{x \min}$ değerleri sırasıyla kolona x yönünde etki eden maksimum yatay kuvveti ve ters yönlü yatay kuvveti tanımlamaktadır. $F_{y \max}$ ve $F_{y \min}$ ise sırasıyla kolona y yönünde etki eden maksimum yatay kuvveti ve ters yönlü yatay kuvveti gösterir. Ayrıca en elverişsiz yüklerin değerleri aşağıda verilmiştir:

1. $F_{z \max} = 391,72 \text{ ton(basınç)} \rightarrow M_x = 0,72\text{tm}, M_y = 0,15\text{tm}$
2. $F_{z \min} = 76,54 \text{ ton(basınç)} \rightarrow M_x = 8,11\text{tm}, M_y = 0,03\text{tm}$
3. $M_{x \max} = |M_{x \min}| = 9,09\text{tm} \rightarrow F_z = 285,21 \text{ ton}, M_y = 0,11\text{tm}$
4. $M_{y \max} = |M_{y \min}| = 10,88\text{tm} \rightarrow F_z = 200,67 \text{ ton}, M_x = 1,18\text{tm}$

bu değerlerin hangi kolonlarda meydana geldikleri ve hangi yükleme kombinasyonları sonucunda oluştukları da alta verilmiştir:

1. (C11, H2) , (C20, H2)
2. (C25, H2WYE) , (C6, H2WY)
3. $M_{x \min} [(C20, H1WYE)]$, $M_{x \max} [(C11, H1WY)]$
4. $M_{y \min} [(C3, H1WX)]$, $M_{y \max} [(C28, H1WYE)]$

kombinasyonlardaki en olumsuz durumlar iki řekilde meydana gelmektedir:

- Bulonlar için: Normal kuvvetin minimum olup momentin fazla olması durumunda. Bu durumda bulonlarda çekme kuvveti meydana gelebilir ($F_{z \min}$, $M_{\max}$). Bu hal için en olumsuz durum 2 nolu etkilerdir. Bu etkiler C25, C6 kolonlarında görünür.
- Diğer Detay Elemanları İçin: Normal kuvvetin ve momentin maksimum olduğu durumlarda beton gerilmesi, plak kalınlığı hesapları yapılabilir. Bu hal için en olumsuz durum 3 nolu etkilerdir. Bu etkiler C20, C11 kolonlarında görünür.

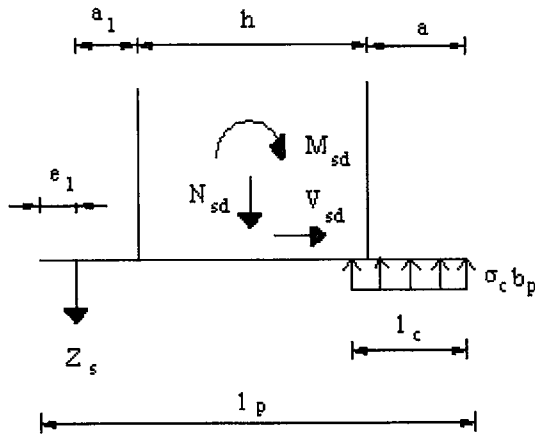
5.1.1.1 Bulonlar İçin İnceleme: İncelemeye önce bulonlar için en elverişsiz durum olan 2 nolu etkilerden başlanacaktır. M_{sd} , N_{sd} , V_{sd} değerleri alta verilmiştir.

$$F_z = N = 76,54t = 765,4kN = N_{sd}$$

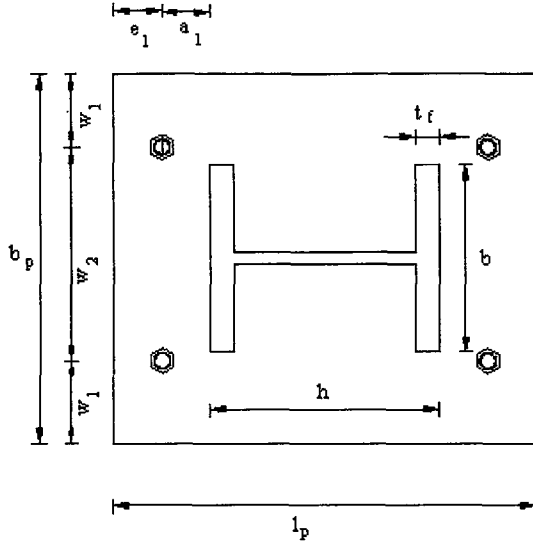
$$M_x = 8,11tm = 8110kNcm = M_{sd}$$

$$F_{y \max} = 3,52t = 35,2kN = V_{sd}$$

Taban levhasının boyutlandırılmasında taban levhalı ankastre kolon ayağı yöntemi kullanılacaktır. Hesapta kullanılacak geometrik özellikler şekil 5.2 ve şekil 5.3'te sunulmuşlardır:



şekil 5.2 : l_p uzunluğu boyunca taban levhasının geometrik zellikleri



Şekil 5.3 : Ankastr taban levhası boyutlandırma geometrisi

Taban levhası için seçilen geometrik büyüklükler:

$$\begin{aligned} b_p &: 61\text{cm} & h_z &: 64\text{cm} \\ l_p &: 70\text{cm} & a_1 &: 10,15\text{cm} \\ e_1 &: 6\text{cm} & a &: 16,15\text{cm} \end{aligned}$$

inceleme HE 340-M kolon elemanında yapılacaktır. h_z boyu:

$$h_z = 70 - 6 = 64\text{cm}$$

e (M_{sd}/N_{sd} dışmerkezliği) değeri:

$$e = \frac{8110}{765,4} = 10,60\text{cm}$$

$k_x k_z$ değeri:

$$k_x k_z = \frac{765,4 \times (10,60 + 64 - 35)}{0,68 \times 61 \times 64^2 \times 1,67} = 0,107 < 0,6$$

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,25^2 - (2,5 \times 0,107)} = 0,112 < 1$$

$$k_z = 1 - (0,40 \times 0,112) = 0,955$$

$$Z_s = 0,68 \times 0,112 \times 61 \times 64 \times 1,67 - 765,4 = -244,44\text{kN}$$

Bulonlar için en elverişsiz durumda dahi eksenel çekme kuvveti meydana gelmemekte. Bu nedenle bulonların seçiminde minimum çap seçimi yapılabilir.

5.1.1.2 Diğer elemanların boyutlandırılması: Diğer elemanların boyutlandırılmasında kullanılacak olan en elverişsiz yükleme durumu 3 no'lu etkilidir. Bu durumda etkiyen kuvvetler:

$$F_z = N = 2852,1 \text{ kN} = N_{sd}$$

$$M_x = 9090 \text{ kNcm} = M_{sd}$$

$$F_{y \max} = 35,2 \text{ kN} = V_{sd}$$

Bu durum için hesap yapılırsa:

$$e = \frac{9090}{2852,1} = 3,19 \text{ cm}$$

$$k_x k_z = \frac{2852,1 \times (3,19 + 64 - 35)}{0,68 \times 61 \times 64^2 \times 1,67} = 0,324 < 0,6$$

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,25^2 - (2,5 \times 0,324)} = 0,383 < 1$$

$$k_z = 1 - (0,40 \times 0,383) = 0,847$$

$$Z_s = 0,68 \times 0,383 \times 61 \times 64 \times 1,67 - 2852,1 = -1154,1 \text{ kN}$$

Çekme bölgesinde hesaba esas kesit etkileri:

$$V_z = Z_s = -1154,1 \text{ kN}$$

$$M_z = 1154,11 \times 10,15 = 11714,22 \text{ kNcm}$$

Basınç bölgesi için yapılan inceleme:

$$l_c = 0,80 \times 0,383 \times 64 = 19,61 \text{ cm}$$

$$l_c = 19,61 \text{ cm} > a = 16,15 \text{ cm}$$

$l_c > a$ durumu için basınç bölgesinde hesaba esas kesit etkileri:

$$V_c = 0,85 \times 1,67 \times 61 \times 16,15 = 1398,42 \text{ kN}$$

$$M_c = 1398,42 \times 8,075 = 11292,24 \text{ kNcm}$$

Taban levhası kalınlığının saptanması:

$$\max M = \max(11292,24 ; 11714,22) = 11714,22 \text{ kNcm}$$

$$\text{gerekli } t_p \geq \sqrt{\frac{6 \times 11714,22}{61 \times 35,5 / 1,1}} = 5,975 \text{ cm}$$

seçilen taban levhası kalınlığı $t_p = 6,2 \text{ cm}$ 'dir. Taban levhasının kesme dayanımı kontrolü:

$$\max V = \max(1154,11 ; 1398,42) = 1398,42 \text{ kN}$$

$$\max \tau = 1,5 \times \frac{1398,42}{61 \times 6,2} = 5,55 \text{ kN / cm}^2 \leq \frac{35,5 / 1,1}{\sqrt{3}} = 18,63 \text{ kN / cm}^2$$

Kolonun taban levhasına birleşiminde köşe kaynaklarının kontrolü: I profilinin kaynaklanmasından dolayı hesabı basitleştiren eğilme momenti ve normal kuvvetin başlıklar tarafından, kesme kuvvetinin gövde tarafından aktarıldığı kabulü

yapılmıştır. Başlıklarda kullanılan köşe kaynak dikişlerinde $a_f = 14\text{mm}$, gövdede kullanılan köşe kaynak dikişlerinde $a_w = 10\text{mm}$ alınmıştır.

$$f_{w,Rd} = \frac{51}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 26,17\text{kN/cm}^2$$

$$A_{w,f} = [2 \times 30,9 - (2,1 + 2 \times 2,7)] \times 1,4 = 76,02\text{cm}^2$$

$$A_{w,w} = 2 \times 1 \times 24,3 = 48,6\text{cm}^2$$

basınç başlığındaki kaynak dikişlerinin kontrolü:

$$\sigma_w = \left(\frac{2852,1}{2} + \frac{9090}{(37,7 - 4)} \right) \times \frac{1}{76,02} = 22,34\text{kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17\text{kN/cm}^2$$

kesme kuvvetinin etkidiği gövdedeki kaynak dikişlerinde kontrol:

$$\tau_w = \frac{35,2}{48,6} = 0,725\text{kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17\text{kN/cm}^2$$

Kayma kamasında kontrol : Burada kontrol yaparken $V_{sd} = F_{x \max} = 37,8\text{kN}$ alındı. Kayma kaması olarak HE 140-B profili kullanıldı. $t' = 4\text{cm}$, $l' = 10\text{cm}$ olarak alındı. Kamayı taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişi kalınlıkları $a_f = a_w = 7\text{mm}$ olarak alındı. Temel betonu BS-25 olduğundan $f_{cd} = 1,67\text{kN/cm}^2$ alındı.

Betonda kontrol:

$$V_{c,Rd} = 14 \times 10 \times 1,67 = 233,8\text{kN} > V_{sd} = 37,8\text{kN}$$

Kamanın başlığında kontrol:

$$M_{sd} = \frac{37,8}{14 \times 10} \times \left(\frac{14 - 0,7 - 2 \times 1,2}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} = 4,001\text{kNcm/cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{1,2^2}{6} \times \frac{35,5}{1,1} = 7,74\text{kNcm/cm}$$

Kama gövdesinde kayma kontrolü:

$$A_v = 1,04 \times 14 \times 0,7 = 10,19\text{cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{10,19 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 189,86\text{kN} > V_{sd} = 37,8\text{kN}$$

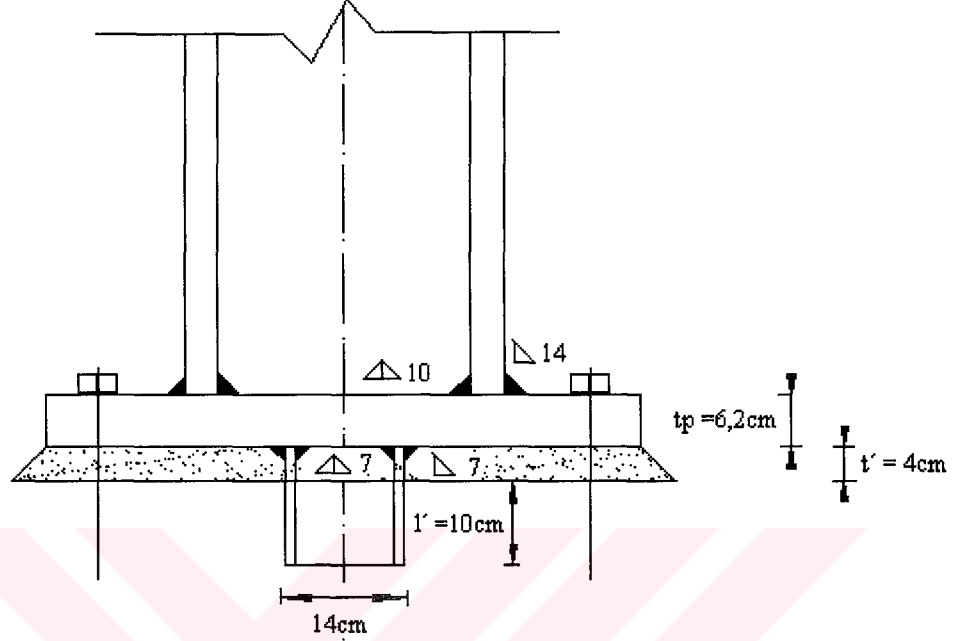
Kamayı taban levhasına birleştiren köşe kaynaklarının kontrolü:

$$M_{sd} = 37,8 \times \left(4 + \frac{10}{2} \right) = 340,2\text{kNcm}$$

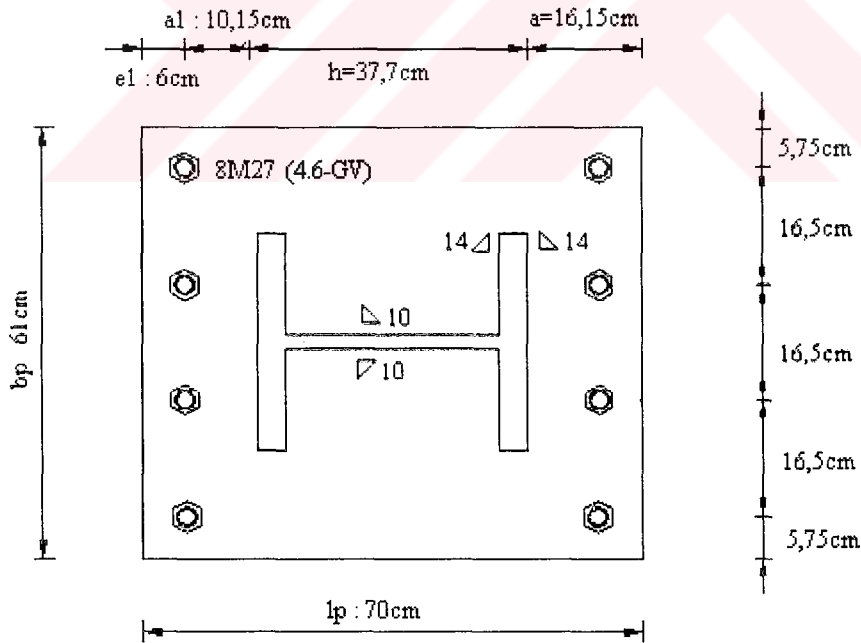
$$V_{w,Rd} = (2 \times 0,7 \times 9,2) \times 26,17 = 337,06\text{kN} > V_{sd} = 37,8\text{kN}$$

$$N_{wf,Rd} = 0,7 \times (2 \times 14 - 0,7 - 2,4) \times 26,17 = 456,14 \text{ kN} > \frac{340,2}{14 - 1,2} = 26,56 \text{ kN}$$

Hesaplar sonucunda boyutlandırılan ankastre taban levhasının detayları altta Şekil 5.4, Şekil 5.5'te sunulmuştur.



Şekil 5.4 : Ankastre taban levhası detayı



Şekil 5.5 : Ankastre taban levhası detayı üstten görünüş

5.1.2 Yarı ankastre kolon ayakları: Bu kolon ayakları çaprazların bulundukları yönlerde serbestçe dönebilmektedirler. Ankastre davranış gösterdikleri yönler bu bölümün başında gösterilmiştir. Yarı ankastre temel reaksiyonları tablosunun incelenmesi sonucu etki eden en elverişsiz durumlar:

$$F_{x \max} = |F_{x \min}| = 30,05 \text{ ton} [(C13,H1WXE), (C18,H1WX)], F_z=595,97t, M_x=M_y=0$$

$$F_{y \max} = |F_{y \min}| = 47,72 \text{ ton} [(C29,HWY), (C2,HWYE)], F_z=580,50t, M_x=M_y \approx 0$$

En elverişsiz yükleme durumu 4 tanedir:

$$1. F_{z \max} = -182,13t(\text{çekme}) [(C18,H2WXE), (C13,H2WX)]$$

$$1 \text{ durumu için} \rightarrow M_x=0, M_y=0, T=F_x=27,89t$$

$$2. F_{z \min} = 626,14t(\text{basınç}) [(C18,HWX), (C13,HWXE)]$$

$$2 \text{ durumu için} \rightarrow M_x=0,00017tm, M_y=0, T=F_x=27,55t$$

$$3. M_{x \max} = |M_{x \min}| = 3,05tm [(C18,H1WY), (C13,H1WYE)]$$

$$3 \text{ durumu için} \rightarrow F_z=237,74t(\text{basınç}), M_y=0, T=F_x=1,24t$$

$$4. M_{y \max} = |M_{y \min}| = 10,38tm [(C29,H1WX), (C2,H1WXE)]$$

$$4 \text{ durumu için} \rightarrow F_z=257,38t(\text{basınç}), M_x=0, T=F_y=12,89t$$

5.1.2.1 Bulonlar için inceleme: Bulonlarda tahkik yapmak için en olumsuz durum

1 numaralı durumdur. Mesnetteki çekme kuvvetini sadece bulonlar karşılayacaktır.

Bütün bulonlar aynı oranda çalışacaklardır. Seçilen bulon M27 (10.9-SLP). Tek bir

bulonun çekme dayanımı:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,85 \times 413,1}{1,25} = 319,2kN$$

gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{1821,3}{319,2} = 5,7$$

Toplam olarak 6 tane M27(10.9-SLP) ankraj bulonu kullanılacaktır.

5.1.2.2 Diğer elemanların boyutlandırılması : Diğer elemanlarda tahkik yapmak için en elverişsiz durum 2 numaralı durumdur. Bu durumda etkiyen kuvvetler:

$$F_z = N = 6261,4kN = N_{sd}$$

$$M_x = 0,17kNcm = M_{sd}$$

$$F_y = 275,5kN = V_{sd}$$

Taban levhası boyutu olarak ankastre taban levhası boyutları alınması durumunda $k_x k_z = ,064 > 0,6$ olduğundan yeni taban levhası boyutları belirlendi. Belirlenen taban levhasının geometrik boyutları:

$$b_p : 85cm \quad h_z : 49cm$$

$$l_p : 55cm \quad a_1 : 2,65cm$$

$$e_1 : 6cm \quad a : 8,65cm$$

bu durum için hesap yapılırsa:

$$e = \frac{0,17}{6261,4} = 0,000027\text{cm} \cong 0$$

$$k_x k_z = \frac{6261,4 \times (0 + 49 - 27,5)}{0,68 \times 85 \times 49^2 \times 1,67} = 0,581 < 0,6$$

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,25^2 - (2,5 \times 0,581)} = 0,918 < 1$$

$$k_z = 1 - (0,40 \times 0,918) = 0,633$$

$$Z_s = 0,68 \times 0,918 \times 85 \times 49 \times 1,67 - 6261,4 = -1154,1\text{kN}$$

taban levhasında çekme bölgesi bulunmamaktadır. Bu durumda taban levhasının kalınlığının seçimi ve kesme kontrolü basınç bölgesine göre yapılacaktır. Basınç bölgesi için yapılan inceleme:

$$l_c = 0,80 \times 0,918 \times 49 = 35,99\text{cm}$$

$l_c > a$ durumu için basınç bölgesinde hesaba esas kesit etkileri:

$$V_c = 0,85 \times 1,67 \times 85 \times 8,65 = 1043,69\text{kN}$$

$$M_c = 1043,69 \times 4,33 = 4519,17\text{kNcm}$$

Taban levhası kalınlığının saptanması:

$$\max M = M_c = 4519,17\text{kNcm}$$

$$\text{gereklit}_p \geq \sqrt{\frac{6 \times 4519,17}{85 \times 35,5 / 1,1}} = 3,17\text{cm}$$

seçilen taban levhası kalınlığı $t_p = 4\text{cm}$ 'dir. Taban levhasının kesme dayanımı kontrolü:

$$\max V = V_c = 1043,69\text{kN}$$

$$\max \tau = 1,5 \times \frac{1043,69}{85 \times 4,0} = 3,07\text{kN/cm}^2 \leq \frac{35,5 / 1,1}{\sqrt{3}} = 18,63\text{kN/cm}^2$$

Kolonun taban levhasına birleşiminde köşe kaynaklarının kontrolü: I profilinin kaynaklanmasından dolayı hesabı basitleştiren eğilme momenti ve normal kuvvetin başlıklar tarafından, kesme kuvvetinin gövde tarafından aktarıldığı kabulü yapılmıştır. Başlıklarda kullanılan köşe kaynak dikişlerinde $a_f = 23\text{mm}$, gövdede kullanılan köşe kaynak dikişlerinde $a_w = 10\text{mm}$ alınmıştır.

$$f_{w,Rd} = \frac{51}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 26,17\text{kN/cm}^2$$

$$A_{w,f} = [2 \times 30,9 - (2,1 + 2 \times 2,7)] \times 2,3 = 124,89\text{cm}^2$$

$$A_{w,w} = 2 \times 1 \times 24,3 = 48,6 \text{ cm}^2$$

basınç başlığındaki kaynak dikişlerinin kontrolü:

$$\sigma_w = \left(\frac{6261,4}{2} + \frac{0,17}{(37,7-4)} \right) \times \frac{1}{124,89} = 25,07 \text{ kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

kesme kuvvetinin etkidiği gövdedeki kaynak dikişlerinde kontrol:

$$\tau_w = \frac{275,5}{48,6} = 5,6 \text{ kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

Kayma kamasında kontrol : Burada kontrol yaparken $V_{sd} = F_{y \max} = 477,2 \text{ kN}$ alındı. Kayma kaması olarak HE 160-M seçildi. HE 160-M için $h=18 \text{ cm}$, $b=16,6 \text{ cm}$, $t_f=2,3 \text{ cm}$, $t_w=1,4 \text{ cm}$, $r=1,5 \text{ cm}$. $t'=4 \text{ cm}$, $l'=20 \text{ cm}$ olarak alındı. Temel betonu BS-25 olduğundan $f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$ alındı.

Betonda kontrol:

$$V_{c,Rd} = 16,6 \times 20 \times 1,67 = 554,44 \text{ kN} > V_{sd} = 477,2 \text{ kN}$$

Kamanın başlığında kontrol:

$$M_{sd} = \frac{477,2}{16,6 \times 20} \times \left(\frac{16,6 - 1,4 - 2 \times 1,5}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} = 26,74 \text{ kNcm/cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{2,3^2}{6} \times \frac{35,5}{1,1} = 28,45 \text{ kNcm/cm}$$

Kama gövdesinde kayma kontrolü:

$$A_v = 1,04 \times 18 \times 1,4 = 26,208 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{26,208 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 488,3 \text{ kN} > V_{sd} = 477,2 \text{ kN}$$

Kamayı taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişi kalınlıkları $a_f = 7 \text{ mm}$, $a_w=10 \text{ mm}$ olarak alındı.

Kamayı taban levhasına birleştiren köşe kaynaklarının kontrolü:

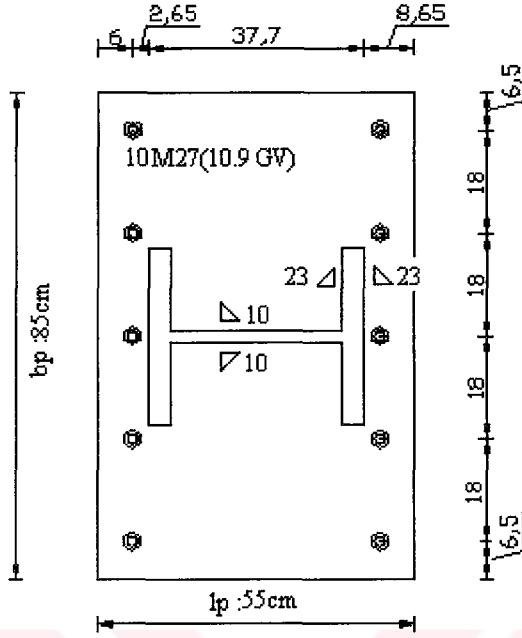
$$M_{sd} = 477,2 \times \left(4 + \frac{20}{2} \right) = 6680,1 \text{ kNcm}$$

$$V_{w,Rd} = (2 \times 1 \times 10,4) \times 26,17 = 544,33 \text{ kN} > V_{sd} = 477,2 \text{ kN}$$

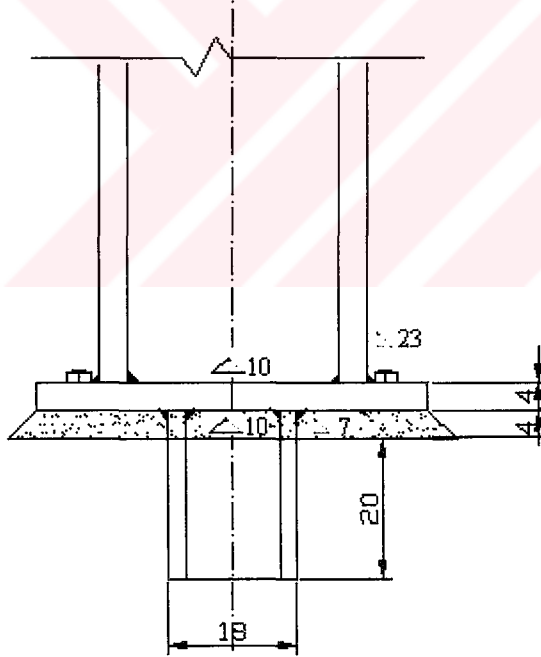
$$N_{wf,Rd} = 0,7 \times (2 \times 16,6 - 1,4 - 3) \times 26,17 = 527,58 \text{ kN} > \frac{6680,1}{18 - 2,3} = 425,48 \text{ kN}$$

Bulon sayısı olarak 6 bulon yeterli olmaktadır. Ancak bulon aralıkları bu durumda maksimum bulon aralıklarını geçmesinden dolayı toplam 10 bulon kullanılmıştır.

Hesaplar sonucunda boyutlandırılan yarı ankastre taban levhasının detayları alta Şekil 5.6, Şekil 5.7’de sunulmuştur.



Şekil 5.6 : Yarı ankastre taban levhası detayı üstten görünüş



Şekil 5.7 : Yarı ankastre taban levhası detayı

5.1.3 Basit kolon ayağı : C14, C17 kolon ayaklarıdır. İki yönde de ($M_x=0$, $M_y=0$) moment almazlar. Sadece düşey kuvvetle yatay kuvveti aktarırlar. Bu durumda etkiyen en elverişsiz yüklemeler:

$$F_{x \max} = |F_{x \min}| = 570,3 \text{ kN} [(C14, H1 WXE), (C17, H1 WX)], F_z = 2322,7 \text{ kN}$$

$$F_{y \max} = |F_{y \min}| = 534,1 \text{ kN} [(C14, H1 WY), (C17, H1 WYE)], F_z = 3044,6 \text{ kN}$$

En elverişsiz yükleme durumu 2 tanedir:

1. $F_{z \max} = 4566 \text{ kN}$ (basınç) [HQX ve HQXE], $T = F_x = 243,8 \text{ kN}$, $F_y = 23,8 \text{ kN}$
2. $F_{z \min} = 2259,9 \text{ kN}$ (basınç) [HQXE ve HQX], $T = F_x = 414,9 \text{ kN}$, $F_y = 23,8 \text{ kN}$

Berkitmesiz dar taban levhalı ve berkitmesiz konsollu taban levhalı kolon ayakları kullanılması durumunda betonda ezilme meydana gelmekte. Bu nedenle berkitilmiş konsollu taban levhalı kolon ayağına göre hesap yapılmıştır.

Taban levhası temas yüzeyi alanının belirlenmesi: a_b konsol boyu olarak 10,94cm saptanmıştır. Bu durumda:

$$b_1 = 30,9 + (2 \times 10,94) = 52,78 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{52,78}{2 \times 37,7} = 0,7$$

$$\varepsilon_1 \varepsilon_2 = 0,52$$

$$a_a = 0,52 \times 37,7 = 19,604 \text{ cm}$$

$$a_1 = 37,7 + (2 \times 19,604) = 76,91 \text{ cm}$$

$$A_a = 76,91 \times 52,78 = 4059,31 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{4566}{4059,31} = 1,129 \text{ kN / cm}^2$$

tablolardan alınan moment katsayıları: $m_{em,1}$: 14,2; $m_{er,1}$: 8,2; $m_{em,2}$: 7,39; $m_{er,2}$: 4,26 (ε_2 : 0,743). $\varepsilon_2 < 1$ olmasından dolayı maksimum plak momentleri başlık berkitmelerinin ucunda meydana gelir.

$$M_{er,1} = \frac{1,129 \times 0,7 \times 37,7^2}{8,2} = 136,98 \text{ kNcm / cm}$$

$$M_{er,2} = \frac{1,129 \times 0,743 \times 52,78^2}{4 \times 4,26} = 137,13 \text{ kNcm / cm}$$

ön boyutlama değeri olarak $t_p = 5 \text{ cm}$ alındı. Bu durumda:

$$V = 1,129 \times 19,604 = 22,133 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 5 \times \frac{35,5 / 1,1}{\sqrt{3}} = 93,16 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{5^2}{4} \times \frac{35,5}{1,1} = 201,7 \text{ kNcm} (0,5 V_{Rd} \geq V \text{ durumu})$$

$$M_{Rd} = 201,7 \text{ kNcm / cm} \geq \max M = 137,13 \text{ kNcm / cm}$$

$$\text{gereklit}_p \geq 2 \times \sqrt{\frac{137,13}{35,5/1,1}} = 4,12\text{cm}$$

seçilen taban levhası kalınlığı $t_p=5\text{cm}$.

Gövde berkitmelerinin incelenmesi: Berkitme yüksekliği olarak $h_s = 30\text{cm}$ seçildi.

$$F_1 = 1,129 \times 30,9 \times 19,604 / 2 = 341,954\text{kN}$$

$$F_2 = 341,954 \times 19,604 / 30 = 223,456\text{kN}$$

$$\text{gereklit}_s \geq \frac{\sqrt{4 \times (341,954)^2 + (3 \times 223,456^2)}}{19,604 \times 35,5 / 1,1} = 1,24\text{cm}$$

$$\text{gereklit}_s \geq \frac{\sqrt{3 \times (341,954)^2 + (4 \times 223,456^2)}}{30 \times 35,5 / 1,1} = 0,77\text{cm}$$

seçilen gövde berkitmesi kalınlığı $t_s = 1,25\text{cm}$. Gövde berkitmesini taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişi kalınlığı olarak 0,8cm alındı:

$$\sigma_{R,w,1} = \frac{\sqrt{4 \times 341,954^2 + 223,456^2}}{2 \times 0,8 \times 19,604} = 22,24\text{kN} / \text{cm}^2 \leq f_{w,Rd} = 26,17\text{kN} / \text{cm}^2$$

gövde berkitmesini kolon başlığına bağlayan köşe kaynak dikişi kalınlığı olarak 0,5cm alındı:

$$\sigma_{R,w,2} = \frac{\sqrt{341,954^2 + 4 \times 223,456^2}}{2 \times 30 \times 0,5} = 18,76\text{kN} / \text{cm}^2 \leq f_{w,Rd} = 26,17\text{kN} / \text{cm}^2$$

Başlık berkitmelerinin incelenmesi: Berkitme yüksekliği olarak $h_s = 30\text{cm}$ seçildi.

$$F_1 = 1,129 \times 10,94 \times (19,604 + 37,7 / 2) = 474,96\text{kN}$$

$$F_2 = 0,75 \times 474,96 \times 10,94 / 30 = 129,902\text{kN}$$

$$\text{gereklit}_s \geq \frac{\sqrt{1 \times (474,96)^2 + (3 \times 129,902^2)}}{10,94 \times 35,5 / 1,1} = 1,49\text{cm}$$

$$\text{gereklit}_s \geq \frac{\sqrt{3 \times (474,96)^2 + (4 \times 129,902^2)}}{30 \times 35,5 / 1,1} = 0,89\text{cm}$$

seçilen başlık berkitmesi kalınlığı $t_s = 1,50\text{cm}$. Başlık berkitmesini taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişi kalınlığı olarak 1,0cm alındı:

$$\sigma_{R,w,1} = \frac{\sqrt{1 \times 474,96^2 + 129,902^2}}{2 \times 1 \times 10,94} = 22,51\text{kN} / \text{cm}^2 \leq f_{w,Rd} = 26,17\text{kN} / \text{cm}^2$$

başlık berkitmesini kolon başlığına bağlayan köşe kaynak dikişi kalınlığı olarak 0,5cm alındı:

$$\sigma_{R,w,2} = \frac{\sqrt{474,96^2 + 4 \times 129,902^2}}{2 \times 30 \times 0,5} = 18,05 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

Kolonun taban levhasına kaynaklı birleşimi: Kolonu taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişlerinin kalınlıkları $a_{w,f}=1\text{cm}$, $a_{w,w}=0,7\text{cm}$ olarak saptandı.

Başlık dikişlerinde kontrol:

$$\sigma_w = \frac{1,129}{2 \times 1} \times (19,604 + 37,7/2) = 21,71 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde dikişlerinde kontrol:

$$\sigma_w = \frac{1,129 \times 30,9}{2 \times 0,7} = 24,92 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

Kayma kamasında kontrol: kayma kamasına etkiyen kesme kuvveti olarak

$V_{sd} = F_{y\max} = 534,1 \text{ kN}$ alındı. Seçilen profil kesiti HE 180-M. HE 180-M için $h=20\text{cm}$, $b=18,6\text{cm}$, $t_f=2,4\text{cm}$, $t_w=1,45\text{cm}$, $r=1,5\text{cm}$. $t'=4\text{cm}$, $l'=25\text{cm}$ olarak alındı. Temel betonu BS-25 olduğundan $f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$ alındı.

Betonda kontrol:

$$V_{c,Rd} = 18,6 \times 25 \times 1,67 = 776,55 \text{ kN} > V_{sd} = 534,1 \text{ kN}$$

Kamanın başlığında kontrol:

$$M_{sd} = \frac{534,1}{18,6 \times 25} \times \left(\frac{18,6 - 1,45 - 2 \times 1,5}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} = 28,75 \text{ kNcm/cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{2,4^2}{6} \times \frac{35,5}{1,1} = 30,98 \text{ kNcm/cm}$$

Kama gövdesinde kayma kontrolü:

$$A_v = 1,04 \times 20 \times 1,45 = 30,16 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{30,16 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 561,96 \text{ kN} > V_{sd} = 534,1 \text{ kN}$$

Kamayı taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişi kalınlıkları $a_f = 7\text{mm}$, $a_w=10\text{mm}$ olarak alındı.

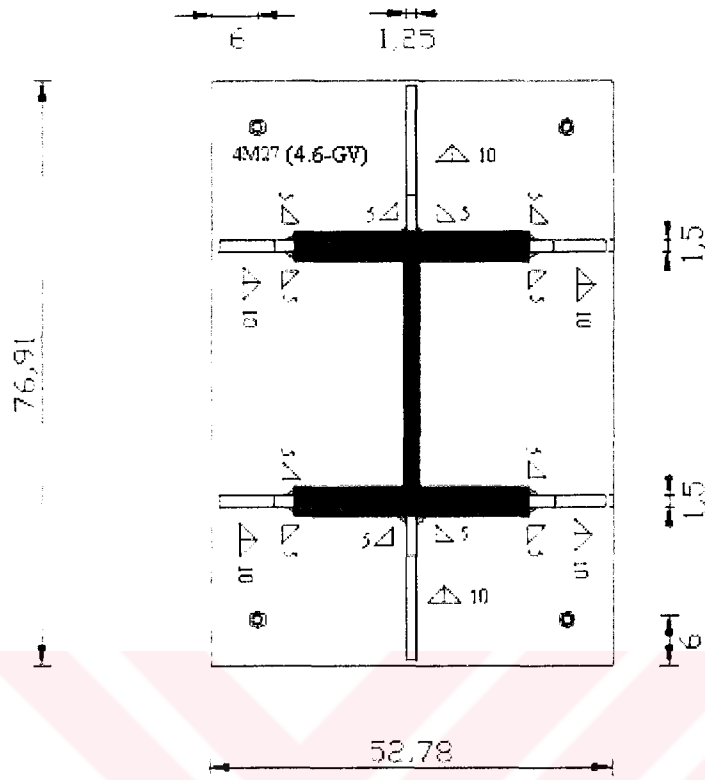
Kamayı taban levhasına birleştiren köşe kaynaklarının kontrolü:

$$M_{sd} = 534,1 \times \left(4 + \frac{25}{2} \right) = 8812,65 \text{ kNcm}$$

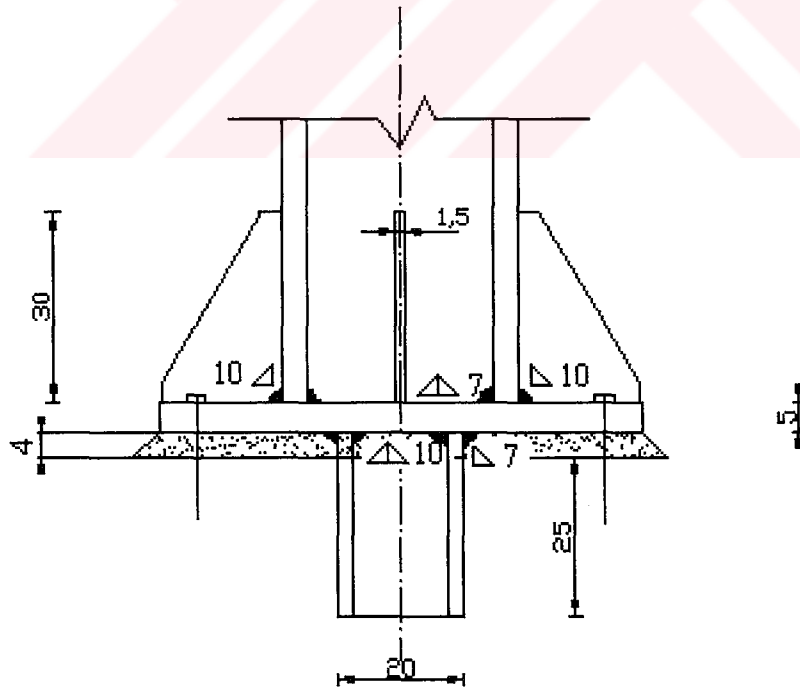
$$V_{w,Rd} = (2 \times 1 \times 12,2) \times 26,17 = 638,55 \text{ kN} > V_{sd} = 534,1 \text{ kN}$$

$$N_{wf,Rd} = 0,7 \times (2 \times 18,6 - 1,45 - 3) \times 26,17 = 599,94 \text{ kN} > \frac{8812,65}{20 - 2,4} = 500,72 \text{ kN}$$

Hesaplar sonucunda boyutlandırılan yarı ankastre taban levhasının detayları altta Şekil 5.8, Şekil 5.9’da sunulmuştur.



Şekil 5.8 : Basit mafsallı taban levhası detayı üstten görünüş



Şekil 5.9 : Basit mafsallı taban levhası detayı

5.2 Dışmerkez Çaprazların Teşkili ve Bağlantısı :

5.2.1 Dışmerkez ters V HE 180-B çaprazlarının incelenmesi: Bilgisayar analiz sonuçlarının incelenmesi sonucunda en elverişsiz yükleme durumları aşağıdaki biçimde saptanmıştır [1,6,7]:

$$(N_{sd})_{\max} = -579,3\text{kN}(\text{basınç}) [(D5\text{-Kat1-H1 WXE})]$$

$$(N_{sd})_{\max} = -579,3\text{kN}(\text{basınç}) [(D10\text{-Kat1-H1 WX})]$$

Projede güçlendirme elemanları merkezi olarak alınmıştır. Ancak burada dışmerkez güçlendirilmiş duruma göre hesap yapılacaktır. D5,D6 diyagonallerinden oluşan ters v çaprazının geometrik özellikleri Şekil 5.10'da sunulmuştur. Diyagonallerin eğimleri hesaplanırsa:

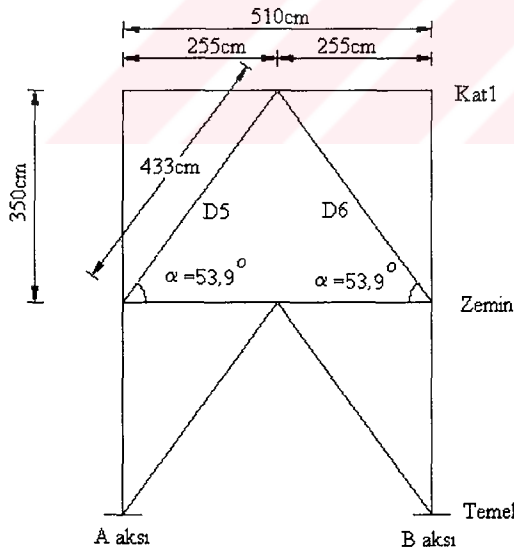
$$\tan \alpha = 3,5 / 2,55 = 1,373$$

$$\arctan 1,373 = 53,9^\circ$$

D5 ve D6 diyagonallerinin kirişlerde meydana getirdikleri etkiler. ($\sin 53,9^\circ = 0,808$, $\cos 53,9^\circ = 0,589$)

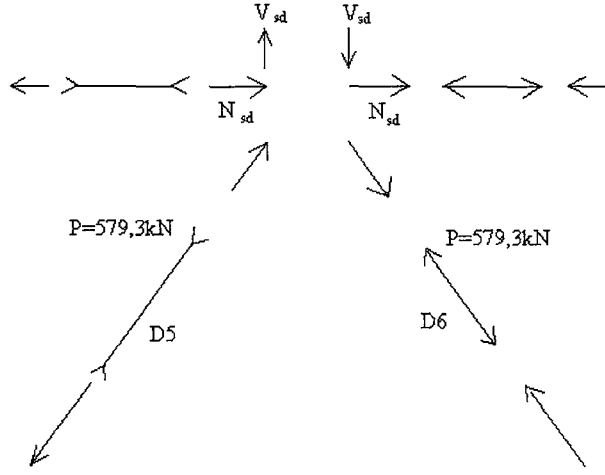
$$N_{sd} = 579,3 \times \cos 53,9^\circ = 341,32\text{kN}$$

$$V_{sd} = 579,3 \times \sin 53,9^\circ = 468,07\text{kN}$$



Şekil 5.10: Ters V çaprazının geometrik özellikleri

Kuvvetlerin etki yönleri şekil 5.11'de sunulmuştur:



Şekil 5.11: Ters V çaprazlarında kuvvetlerin etki yönlerinin gösterimi

Tali kiriş kısmında elde edilen kirişe etkiyen çizgisel yükler:

$$g_{\varphi} = 6,45 \times 1,2 = 7,74 \text{ kN / m}$$

$$q_{\varphi} = 2,00 \times 1,2 = 2,40 \text{ kN / m}$$

$$P_{\varphi} = 7,74 + 2,40 = 10,14 \text{ kN / m}$$

Kirişin çekme kuvvetine maruz kısmında inceleme: (L=2,55m)

$$M_{sd} = \frac{10,14 \times 2,55^2}{8} = 8,27 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 468,07 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} = 341,32 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 1,04 \times 20 \times 0,9 \times \frac{35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 348,8 \text{ kN}$$

HE 200-B profilinin kayma kuvveti dayanımı yeterli olmadığından dolayı kirişin profil enkesiti artırılabacaktır. HE 240-B alınmıştır ancak $V_{wp,Rd}$ dayanımının yeterli olmaması nedeniyle HE 280-B profili seçilmiştir. HE 280-B profilinin enkesit özellikleri: (h: 28cm, b: 28cm, t_w : 1,05cm, t_f : 1,8cm, d: 19,6cm, A: 131,4cm², r : 2,4cm, $W_{pl,y}$: 1534cm³, i_y : 12,11cm, i_z : 7,09cm)

$$V_{pl,Rd} = 1,04 \times 28 \times 1,05 \times \frac{35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 569,71 \text{ kN}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 284,85 \text{ kN} < V_{sd} = 468,07 \text{ kN}$$

bu nedenle plastik moment dayanımında indirime gidilecektir. Ancak önce eksenel kuvvet durumu da incelenecektir.

$$N_{pl,Rd} = \frac{131,4 \times 35,5}{1,1} = 4240,63 \text{ kN}$$

$$N_{w,Rd} = \frac{19,6 \times 1,05 \times 35,5}{1,1} = 664,17 \text{ kN}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 1056,93 \text{ kN} > N_{t,sd} = 341,32 \text{ kN}$$

$$0,5N_{w,Rd} = 332,07 \text{ kN} < N_{t,sd} = 341,32 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1534 \times 35,5}{1,1} = 49506 \text{ kNcm}$$

eksenel kuvvetten dolayı da plastik moment dayanımında indirgemeye gidilecektir.

$$n = \frac{341,32}{4240,63} = 0,08$$

$$p = \left(\frac{2 \times 468,07}{569,71} - 1 \right)^2 = 0,414$$

$$M_{N,V,Rd} = 1,1 \times (1 - 0,08 - 0,414) \times 49506 = 27805 \text{ kNcm}$$

$$M_{N,V,Rd} = 27805 \text{ kNcm} > M_{sd} = 827 \text{ kNcm}$$

Basınç alan kiriş dikmesinde inceleme:

$$N_{c,sd} = 341,32 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = 510 / 7,09 = 71,93$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{21000 / 35,5} = 76,41$$

$$\lambda_{z1} = 71,93 / 76,41 = 0,9414$$

$h/b=1 < 1,2$ ve $t_f = 18 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ olduğundan dolayı z-z eksenine dik doğrultuda burkulma için c burkulma gerilmesi eğrisi kullanılacak.

Eğriden bulunan değer $\chi = 0,575$. $d/t_w = 19,6 / 1,05 = 18,67 < 33\epsilon = 26,73$; $c/t_f = 14 / 1,8 = 7,78 < 8,1$ olduğundan enkesit sınıfı 1'dir. $\beta_A = 1$ olur. Buna göre:

$$N_{b,Rd} = 0,575 \times 1 \times 131,4 \times 35,5 / 1,1 = 2438,36 \text{ kN} > N_{c,sd} = 341,32 \text{ kN}$$

Bağlantı kirişinde kontrol: Bağlantı kirişine etkiyen etkiler:

$$N_{sd} = 0$$

$$V_{sd} = 468,07 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 827 \text{ kNcm}$$

Enkesit değişimi olmadığından $V_{pl,Rd} = 569,7$. $0,5V_{pl,Rd} < V_{sd}$ olduğundan plastik moment indirgenmesine gidilecektir.

$$M_{V,Rd} = (1 - 0,414) \times 49506 = 29010,5 \text{ kNcm}$$

Bağlantı kirişinin uzunluğunun saptanması: (Kiriş uzunluğu 51 cm alındı.)

$$l_o = \frac{2 \times 29010,5}{569,7} = 101,84 \text{ cm}$$

$$l_e = 510/10 = 51 \text{ cm}$$

$$V_{wp,Rd} = (28 - 2 \times 1,8) \times 1,05 \times 35,5 / (\sqrt{3} \times 1,1) = 477,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} / V_{wp,Rd} = 468,07 / 477,37 = 0,98 < 1$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0 < 0,15$$

$$M_{sd} / M_{Rd} = 827 / 29010,5 = 0,029 < 0,70$$

Berkitmelerde inceleme:

$$t_{be} = \max(10; 10,5) \rightarrow t_{be} = 11 \text{ mm}$$

Berkitmeler arasındaki toplam uzaklık çizimde gösterildiği gibi 67cm. İki bekitme arasındaki en büyük açıklık 22,4cm. Buna göre $a=22,4-1,1=21,3 \text{ cm}$ ve $d=28-2 \times 1,8=24,4 \text{ cm}$ olarak hesaplandı.

$$a / d = 213 / 244 = 0,873 < 1$$

$$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{0,873^2} = 11,01 \text{ kN / cm}^2$$

$$d / t_w = 24,4 / 1,05 = 23,24 < 30 \times 0,81 \times \sqrt{11,01} = 80,63$$

kayma burkulması kontrolüne gerek bulunmamaktadır.

Kapasite katsayılarının incelenmesi:

$$\alpha = \min\left(\frac{569,71}{468,07}; \frac{29010,5}{827}\right) \rightarrow \alpha = 1,217$$

Diyagonalde kapasite katsayısı kullanılarak inceleme:

$$N_{sd,G} = 579,3 \text{ kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 579,3 = 695,16 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1587,83 \text{ kN (y – yekseni için)}$$

$$N_{b,Rd} = 861,29 \text{ kN (z – zekseni için)}$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C13 kolonda H1WXE yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 4889,354 \text{ kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 4889,354 = 5867,23 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 9969 \text{ kN (y – yekseniiçin)}$$

$$N_{b,Rd} = 7318,5 \text{ kN (z – zekseniiçin)}$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C14 kolonda H1WXE yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 1958,836 \text{ kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 1958,836 = 2350,61 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 9961 \text{ kN (y – yekseniiçin)}$$

$$N_{b,Rd} = 8732,66 \text{ kN (z – zekseniiçin)}$$

D6 diyagonalinin sağ altta kirişe birleşiminin incelenmesi: Burada kiriş kolonun gövdesine bağlanmakta. Kirişin üstüne diyagonalden dolayı gelen kuvvetlerin değerleri:

$$K_2 = 579,3 \text{ kN}$$

$$K_{2v} = 579,3 \times \sin 53,9 = 468,07 \text{ kN}$$

$$K_{2h} = 579,3 \times \cos 53,9 = 341,32 \text{ kN}$$

Kiriş gövdesinde yeterli yükseklik bulunmamasından dolayı kirişin kolona bağlantısını sağlayan elemanın kirişe birleşimi kaynaklı olarak yapılacaktır. Bu durumda düşey kaynak dikişine gelen etkiler:

$$M_{sd} = 468,07 \times (15 - 10,21) = 2242,06 \text{ kN}$$

$$H = 2242,06 / 15 = 149,47 \text{ kN}$$

x eksen yönündeki dikişlere etkiyen kuvvet:

$$V_{sd} = 149,47 + 341,32 / 2 = 320,13 \text{ kN}$$

köşe kaynak dikişi kalınlığı olarak $a=7\text{mm}$ alındı. Bu dikişlerde kontrol:

$$V_{sd} = 320,13 \text{ kN} < 2 \times 14,5 \times 0,7 \times 26,17 = 531,25 \text{ kN}$$

y yönündeki köşe kaynak dikişlerinde de $a=7\text{mm}$ alındı. Bu dikişlerde kontrol:

$$V_{sd} = 468,07 \text{ kN} < 2 \times 15 \times 0,7 \times 26,17 = 549,57 \text{ kN}$$

Birleşim levhasında dip kesite etkiyen kuvvetler ve dip noktanın kontrolü:

$$V_{sd} = 468,07 + (10,14 \times 10^{-2} \times 255 \times 0,375) = 477,77 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 0$$

$$M_{sd} = 9,7 \times (0,5 + 14,5) = 145,5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 15 \times 2,5 \times 35,5 / (\sqrt{3} \times 1,1) = 698,72 \text{ kN}$$

Bu kısımda iki adet levha bulunmasından dolayı etkiyen V_{sd} kuvveti 477,77kN yarısı olan 238,89kN olacaktır. Bu değer ise $0,5V_{pl,Rd} = 349,36 \text{ kN}$ değerinden küçük olduğundan plastik moment değerinde indirgeme yapılmasına gerek bulunmamaktadır.

$$M_{pl,Rd} = 2,5 \times \frac{15^2}{4} \times \frac{35,5}{1,1} = 4538,35 \text{ kNcm} > M_{sd} = 145,5 \text{ kN}$$

Berkitmelerde kontrol: Berkitmelerde Köşe kaynak kalınlığı olarak $a=5 \text{ mm}$ alındı. Berkitme kaynaklarına etkiyen kuvvetler sadece kesme kuvveti ($V_{sd} = 477,77 \text{ kN}$) ve momenttir ($M_{sd} = 145,5 \text{ kN}$). Yatayda bulunan köşe kaynaklarda kontrol:

$$F_{w,Rd} = 11,7 \times 0,5 \times 2 \times 26,17 = 306,19 \text{ kN} > \frac{145,5}{(28 - 2 \times 1,8)} = 5,96 \text{ kN}$$

Düşeyde bulunan köşe kaynaklarda kontrol:

$$F_{w,Rd} = 24,3 \times 0,5 \times 2 \times 26,17 = 635,93 \text{ kN} > V_{sd} = 477,77 \text{ kN}$$

Diyagonalin kirişe birleşimi küt kaynak ve bulonla yapılmıştır. HE 180-B için R_{fy} :

$$R_{fy} = 65,25 \times 35,5 = 2316,375 \text{ kN}$$

$$R_d = 1,20 \times 2316,375 = 2780 \text{ kN}$$

Birleşimler R_d değerine kontrol edileceklerdir.

Diyagonal elemanı birleşim levhasına bağlayan köşe kaynaklarda kontrol: $a = 7 \text{ mm}$ seçildi. Burada küt kaynak hesaba katılmadı.

$$F_{w,Rd} = 0,7 \times 20 \times 8 \times 26,17 = 2931,04 \text{ kN} > R_d = 2780 \text{ kN}$$

Bulonlarda kontrol: Bulon olarak M30(10.9-SLP) kullanıldı. Bulonlar çift tesirlidir. Bulon aralıkları minimum alındı. $e_1 = 3,65 \text{ cm}$, $e_2 = 4,55 \text{ cm}$, $p_1 = 6,7 \text{ cm}$, $p_2 = 9,1 \text{ cm}$ olarak belirlendi. Toplam olarak 9 adet bulon kullanıldı.

$$\alpha = \min \left(\frac{3,65}{3 \times 3,03}; \frac{6,7}{3 \times 3,03} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51}; 1,0 \right) = 0,401$$

$$F_{b,Rd} = 9 \times 2,5 \times 0,401 \times 51 \times 3 \times 3 / 1,25 = 3313 \text{ kN} > R_d = 2780 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{280,5}{1,25} \times 2 \times 9 = 4039,2 \text{ kN} > R_d = 2780 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 4039,2 \text{ kN} > F_{b,Rd} = 3313 \text{ kN}$$

Diyagonal elemanın levhadan önce akma koşulunun incelenmesi. Diyagonal elemanında inceleme:

$$N_{pl,Rd} = \frac{65,25 \times 35,5}{1,1} = 2105,80 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 2 \times (18 - 3) \times 1,4 \times 51 / 1,25 = 1713,6 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 1713,6 \text{ kN}$$

Levhada inceleme:

$$N_{pl,Rd} = \frac{3,3 \times 27,3 \times 35,5}{1,1} = 2907,44 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times (81,9 - 3,3 \times 3,03 \times 3) \times 51 / 1,25 = 1905,88 \text{ kN}$$

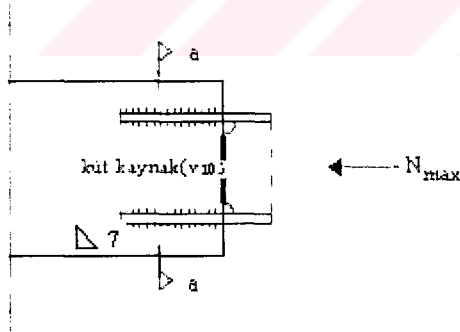
$$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 1905,88 \text{ kN}$$

Diyagonal eleman levhadan önce akmaktadır.

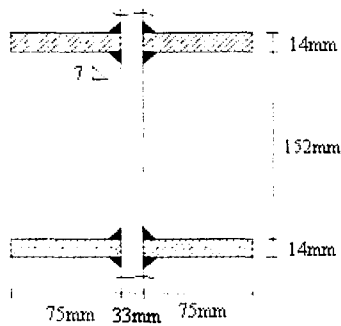
Birleşim levhasının kirişe birleşimi küt kaynakla yapılmıştır. Birleşim levhasının kirişe temas yüzeyinin uzunluğu 26,6cm. Küt kaynak dikişinin dayanımı:

$$F_{w,Rd} = 1 \times 3,3 \times 26,6 \times 35,5 / 1,1 = 2832,9 \text{ kN} > R_d = 2780 \text{ kN}$$

Şekil 5.12'de diyagonal profilinin birleşim levhasına bağlantısının detayı sunulmuştur. Şekil 5.13'de ise profilin birleşim levhasına bağlantısının a-a enkesit detayı sunulmuştur:

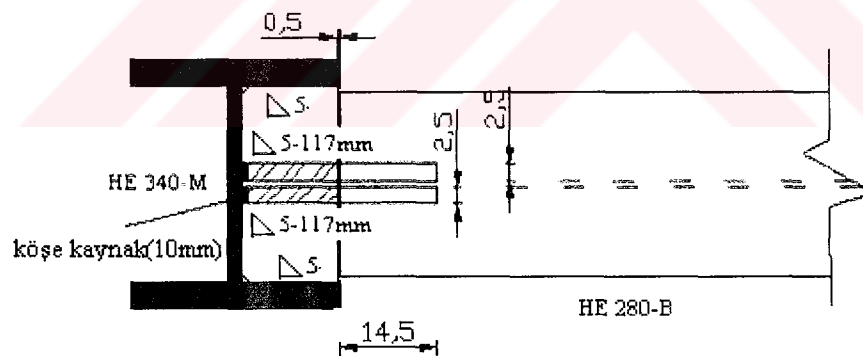


Şekil 5.12 : Diyagonal profilinin birleşim levhasına bağlantısının detayı

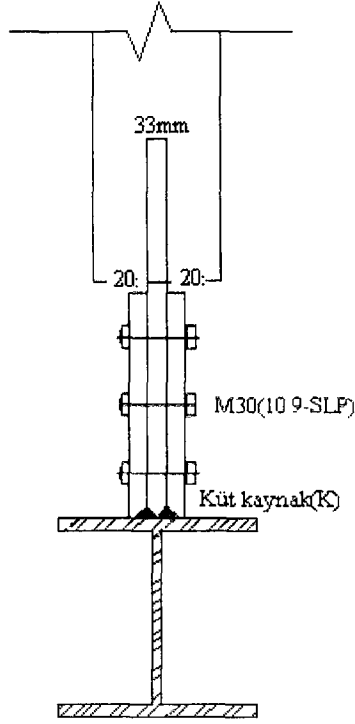


Şekil 5.13: Profilin birleşim levhasına bağlantısının a-a enkesit detayı

Şekil 5.14'te verilen birleşimin üstten görünüşü Şekil 5.15'de sunulmuştur.



Birleşim levhasının enkesit görünümü Şekil 5.16’de sunulmuştur.

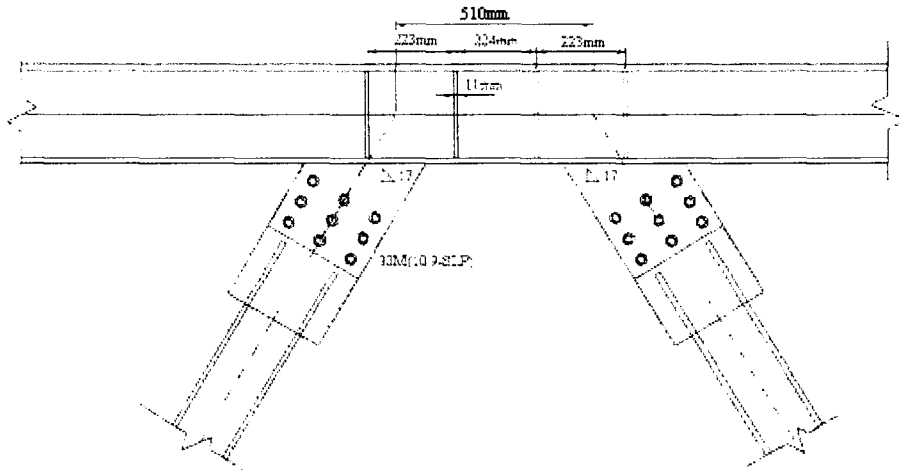


Şekil 5.16 : Birleşim levhasının enkesit görünümü

Çaprazların üst kirişe ortadan dış merkez bağlanmasında bu sağ alt birleşimin aynısı uygulanmıştır. Tüm değerler bu kısımda bulunan değerlerle aynı çıkmaktadır. Sadece birleşim levhasının kirişe temas yüzeyinin uzunluğu 33,79cm'dir. Birleşim levhasının kirişe birleşimi köşe kaynakla yapılmıştır. Köşe kaynak dikişi için $a = 1,70\text{cm}$ alınmıştır. köşe kaynak dikişlerinin dayanımı:

$$F_{w,Rd} = 2 \times 1,7 \times 33,79 \times 26,17 = 3006,57\text{kN} > R_d = 2780\text{kN}$$

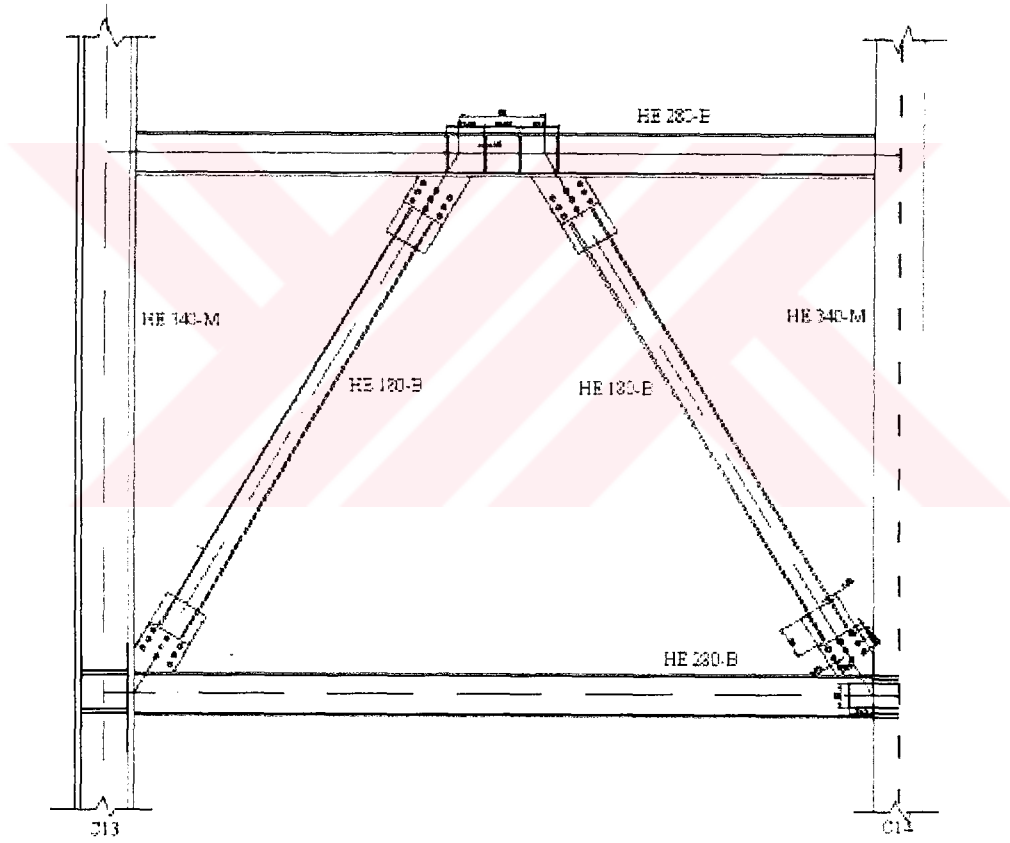
Diagonallerin üst kirişe ortadan dış merkez bağlanmalarının detayı Şekil 5.17'de sunulmuştur:



Şekil 5.17: Diagonallerin üst kirişe dışmerkez bağlantı detayı

Sol alt köşede kiriş kolona kolon başlığından bağlanmakta. Kiriş kolon bağlantısı kiriş başlıkları tamamen tam nüfuziyetli küt kaynak dikişleriyle bağlanmıştır. Kiriş gövdesinin kolon başlığına bağlantısı yine sağ alt köşedeki gibi aynı geometriye sahip olacak biçimde kaynaklı olarak yapılmıştır. İki adet levha kullanılmıştır. Kiriş gövdesini levhaya bağlayan köşe kaynak dikiş kalınlıkları 7mm ve levhayı kolon başlığına bağlayan köşe kaynak kalınlıkları 10mm olarak alınmıştır. levhanın kalınlıkları ise 15mm olarak alınmıştır. Bu nedenle bu kısımda kontrol yapmak gerekmemektedir. Bu kısımda da birleşim levhasının kirişe temas yüzeyinin uzunluğu 27,1cm'dir. Birleşim küt kaynakla gerçekleştirilmiştir.

4-A, 4-B aksları arasında bulunan D5,D6 çaprazlarından meydana gelen dışmerkez güçlendirilmiş çerçevenin genel görünümü Şekil 5.18'de sunulmuştur.



Şekil 5.18 : Dışmerkez güçlendirilmiş çerçevenin genel görünümü

5.2.2 Dışmerkez diyagonal HE 180-B çaprazlarının incelenmesi: Bilgisayar analiz sonuçlarının incelenmesi sonucunda en elverişsiz yükleme durumları aşağıdaki biçimde saptanmıştır:

$$(N_{sd})_{max} = -676,06kN(\text{basınç}) [(D1\text{-Zemin-HWYE})]$$

$$(N_{sd})_{max} = -676,06kN(\text{basınç}) [(D14\text{-Zemin-HWY})]$$

Eğriden bulunan değer $\chi = 0,7574$. $d/t_w = 19,6/1,05 = 18,67 < 33\epsilon = 26,73$; $c/t_f = 14/1,8 = 7,78 < 8,1$ olduğundan enkesit sınıfı 1'dir. $\beta_A = 1$ olur. Buna göre:

$$N_{b,Rd} = 0,7574 \times 1 \times 131,4 \times 35,5 / 1,1 = 3211,85 \text{ kN} > N_{c,sd} = 478,05 \text{ kN}$$

Bağlantı kirişinde kontrol: Bağlantı kirişine etkiyen etkiler:

$$N_{sd} = 0$$

$$V_{sd} = 478,05 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 0$$

$$V_{pl,Rd} = 1,04 \times 28 \times 1,05 \times \frac{35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 569,71 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1534 \times 35,5}{1,1} = 49506 \text{ kNcm}$$

Enkesit değişimi olmadığından $V_{pl,Rd} = 569,7$. $0,5 \times 284,85 \text{ kN} < V_{sd} = 478,05 \text{ kN}$ olduğundan plastik moment indirgenmesine gidilecektir.

$$p = \left(\frac{2 \times 478,05}{569,71} - 1 \right)^2 = 0,460$$

$$M_{V,Rd} = (1 - 0,460) \times 49506 = 26733,24 \text{ kNcm}$$

Bağlantı kirişinin uzunluğunun saptanması: (Kiriş uzunluğu olarak 51,15cm seçildi.)

$$l_o = \frac{2 \times 26733,24}{569,7} = 93,85 \text{ cm}$$

$$l_e = 350 / 5 = 70 \text{ cm}$$

$$l_e = 350 / 10 = 35 \text{ cm}$$

$$V_{wp,Rd} = (28 - 2 \times 1,8) \times 1,05 \times 35,5 / (\sqrt{3} \times 1,1) = 477,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} / V_{wp,Rd} = 478,05 / 477,37 \cong 1$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0 < 0,15$$

$$M_{sd} / M_{Rd} = 0 < 0,70$$

Berkitmelerde inceleme:

$$t_{be} = \max(10; 10,5) \rightarrow t_{be} = 11 \text{ mm}$$

Berkitmeler arasındaki toplam uzaklık çizimde gösterildiği gibi 51,15cm. İki bekitme arasındaki en büyük açıklık 17,05cm. Buna göre $a = 17,05 - 1,1 = 15,95 \text{ cm}$ ve

$d=28-2*1,8=24,4\text{cm}$ olarak hesaplandı.

$$a/d = 159,5/244 = 0,654 < 1$$

$$k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{0,654^2} = 16,48\text{kN/cm}^2$$

$$d/t_w = 24,4/1,05 = 23,24 < 30 \times 0,81 \times \sqrt{16,48} = 98,65$$

kayma burkulması kontrolüne gerek bulunmamaktadır.

Kapasite katsayılarının incelenmesi:

$$\alpha = \min\left(\frac{569,71}{478,05}; \frac{29010,5}{0}\right) \rightarrow \alpha = 1,192$$

Diyagonalde kapasite katsayısı kullanılarak inceleme:

$$N_{sd,G} = 676,06\text{kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 676,06 = 811,2\text{kN}$$

$$N_{b,Rd} = 861,29\text{kN}(z - \text{zekseni için})$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C2 kolonda HWYE yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 5223,14\text{kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 5223,14 = 6267,77\text{kN}$$

$$N_{b,Rd} = 8764,44\text{kN}(z - \text{zekseni için})$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C8 kolonda HWYE yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 2892,78\text{kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 2892,78 = 3471,34\text{kN}$$

$$N_{b,Rd} = 8732,65\text{kN}(z - \text{zekseni için})$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır.

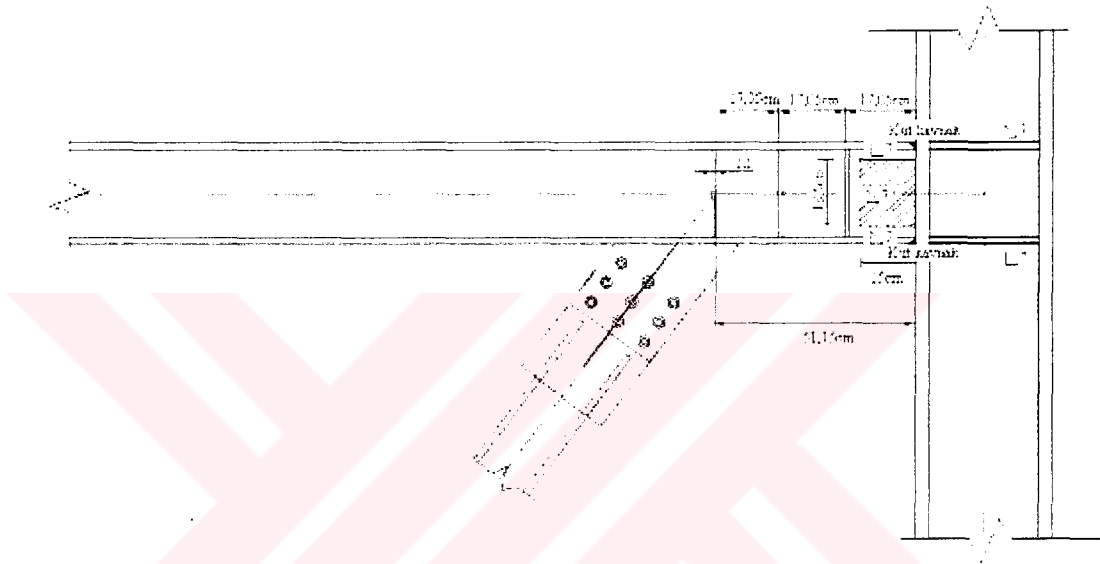
D1 diyagonalinin sağ üstte kirişe birleşiminin incelenmesi: Burada kiriş kolonun başlığına bağlanmakta. Kirişin altına diyagonalden dolayı gelen kuvvetlerin değerleri:

$$K_2 = 676,06 \text{ kN}$$

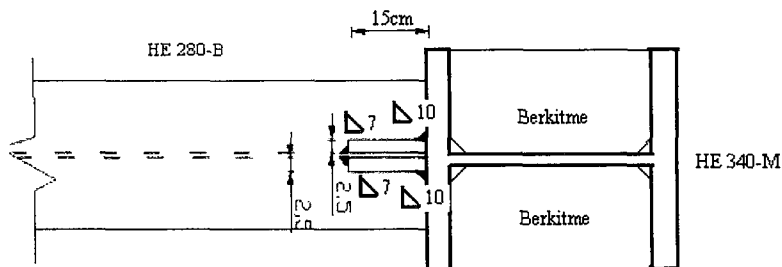
$$K_{2v} = 676,06 \times \sin 45 = 478,05 \text{ kN}$$

$$K_{2h} = 676,06 \times \cos 45 = 478,05 \text{ kN}$$

Kiriş gövdesinin kolon başlığına bağlantısında kullanılan levhaların kiriş gövdesine bağlantısı M20 bulonlarının kullanılması ile yeterli dayanımın elde edilememesi nedeniyle köşe kaynaklı olarak yapılmıştır. Kirişin kolon başlığına bağlantısının detayı Şekil 5.20’de sunulmuştur:



Şekil 5.20: Sol üstte kirişin kolon başlığına bağlantısı detayı



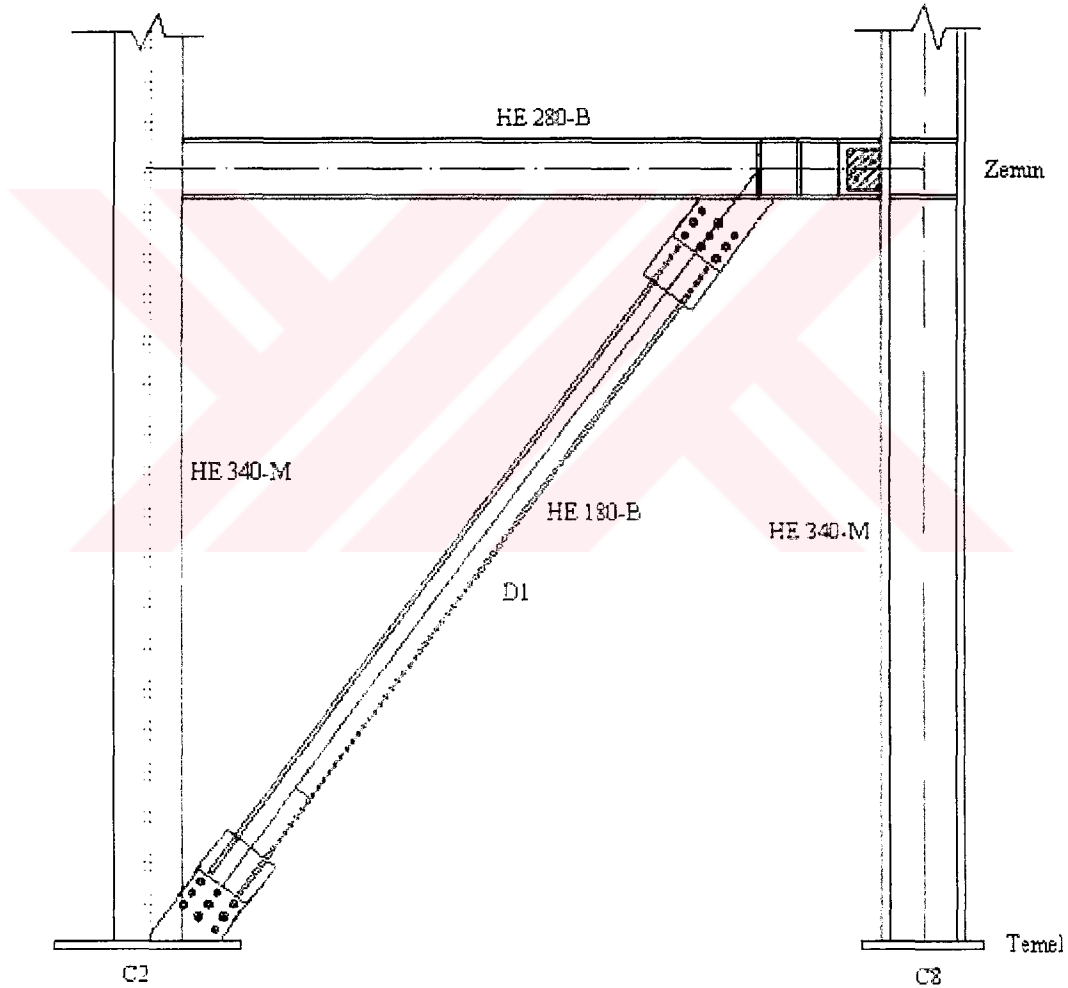
Şekil 5.21: Kolon kiriş birleşimi üstten görünüşü

hesaplardan tek fark Birleşim levhasının kiriş başlığına temas yüzeyinin uzunluğudur. Bu mesafe 38,61cm'dir.

Levhanın kiriş gövdesine birleşimi iki taraftan yapılmıştır ve a=7mm köşe kaynak kullanılmıştır. Bu dikişlerin dayanım kontrolü:

$$F_{w,Rd} = 2 \times 0,7 \times 18,5 \times 26,17 = 677,8kN > V_{sd} = 478,05kN$$

Diyagonalin sol altta birleşimi taban levhasına yapılmıştır ve bu kısımda dış merkezlik uygulanmamıştır. Ancak üst katlarda HE 180-B diyagonallerinde 51,5cm'lik dışmerkezlik uygulanmıştır ve bunların kolonlara birleşimleri aynen Şekil 5.24 ve 5.25'te sunulan detaylara uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 5.22'de dışmerkez HE 180-B çaprazının genel görünümü sunulmuştur:



Şekil 5.22 : Dışmerkez HE 180-B çaprazının genel görünümü

5.2.3 Dışmerkez ters V HE 140-B çaprazlarının incelenmesi : Binanın son sekiz katında çaprazlar HE 140-B olarak boyutlandırılmıştır. Bilgisayar analiz sonuçlarının incelenmesi sonucunda en elverişsiz yükleme durumları aşağıdaki biçimde saptanmıştır:

$$(N_{sd})_{\max} = -217,3\text{kN}(\text{basınç}) [(D5\text{-Kat12-HQXPE})]$$

$$(N_{sd})_{\max} = -217,3\text{kN}(\text{basınç}) [(D10\text{-Kat12-HQXP})]$$

Beraber ters V oluşturdıkları çaprazlar D5 için D6, D10 için D9'dur. Bunlarda meydana gelen çekme kuvvetleri:

$$(N_{sd})_{\max} = 186,2\text{kN}(\text{çekme}) [(D6\text{-Kat12-HQXPE})]$$

$$(N_{sd})_{\max} = 186,2\text{kN}(\text{çekme}) [(D9\text{-Kat12-HQXP})]$$

D5,D6 diyagonallerinden oluşan ters v çaprazının geometrik özellikleri Şekil 5.14'te sunulmuş özelliklerle aynıdır. D5 ve D6 diyagonallerinin kirişlerde meydana getirdikleri etkiler. ($\sin 53,9=0,808$, $\cos 53,9=0,589$)

$$N_{sd} = 217,3 \times \cos 53,9 = 128,03\text{kN}$$

$$V_{sd} = 217,3 \times \sin 53,9 = 175,58\text{kN}$$

$$N_{sd} = 186,2 \times \cos 53,9 = 109,71\text{kN}$$

$$V_{sd} = 186,2 \times \sin 53,9 = 150,45\text{kN}$$

Tali kiriş kısmında elde edilen kirişe etkiyen çizgisel yükler:

$$g_{\chi} = 6,45 \times 1,2 = 7,74\text{kN/m}$$

$$q_{\chi} = 2,00 \times 1,2 = 2,40\text{kN/m}$$

$$P_{\chi} = 7,74 + 2,40 = 10,14\text{kN/m}$$

Kirişin çekme kuvvetine maruz kısmında inceleme: ($L=2,55\text{m}$)

$$M_{sd} = \frac{10,14 \times 2,55^2}{8} = 8,27\text{kNm}$$

$$V_{sd} = 150,45\text{kN}$$

$$N_{t, sd} = 109,71\text{kN}$$

Kiriş enkesiti HE 200-B'dir. Kirişin boyutlandırma dayanımları:

$$V_{pl, Rd} = 1,04 \times 20 \times 0,9 \times \frac{35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 348,8\text{kN}$$

$$0,5V_{pl, Rd} = 174,4\text{kN} > V_{sd} = 150,45\text{kN}$$

kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımında indirgeme yapılması gerekmemektedir. Eksenel kuvvet durumu da incelenecektir.

$$N_{pl, Rd} = \frac{78,08 \times 35,5}{1,1} = 2519,85\text{kN}$$

$$N_{w, Rd} = \frac{13,4 \times 0,9 \times 35,5}{1,1} = 389,21\text{kN}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 629,96kN > N_{t,sd} = 109,71kN$$

$$0,5N_{w,Rd} = 194,6kN > N_{t,sd} = 109,71kN$$

eksenel kuvvetten dolayı da plastik moment dayanımında indirgeme yapılması gerekmemektedir.

$$M_{pl,Rd} = \frac{642,5 \times 35,5}{1,1} = 20735kNcm$$

Basınç alan kiriş dikmesinde inceleme:

$$N_{c,Sd} = 128,03kN$$

$$\lambda_z = 510/5,07 = 100,59$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{21000/35,5} = 76,41$$

$$\lambda_{z1} = 100,59/76,41 = 1,3164$$

$h/b=1<1,2$ ve $t_f=15mm<40mm$ olduğundan dolayı z-z eksenine dik doğrultuda burkulma için c burkulma gerilmesi eğrisi kullanılacak.

Eğriden bulunan değer $\chi = 0,382$. $d/t_w = 13,4/0,9=14,89<33\epsilon=26,73$; $c/t_f = 10/1,5=6,67<8,1$ olduğundan enkesit sınıfı 1'dir. $\beta_A=1$ olur. Buna göre:

$$N_{b,Rd} = 0,382 \times 1 \times 78,08 \times 35,5/1,1 = 962,58kN > N_{c,sd} = 128,03kN$$

Bağlantı kirişinde kontrol: Bağlantı kirişine etkiyen etkiler:

$$N_{sd} = 18,32kN$$

$$V_{sd} = 175,58kN$$

$$M_{sd} = 827kNcm$$

Bağlantı kirişinin uzunluğunun saptanması:(Kiriş uzunluğu 51cm alındı.)

$$l_o = \frac{2 \times 20735}{348,8} = 118,89cm$$

$$l_e = 510/10 = 51cm$$

$$V_{wp,Rd} = (20 - 2 \times 1,5) \times 0,9 \times 35,5/(\sqrt{3} \times 1,1) = 285,08kN$$

$$V_{sd} / V_{wp,Rd} = 175,58 / 285,08 = 0,62 < 1$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 18,32 / 2519,85 = 0,008 < 0,15$$

$$M_{sd} / M_{Rd} = 827 / 20735 = 0,04 < 0,70$$

Berkitmelerde inceleme:

$$t_{be} = \max(10;9) \rightarrow t_{be} = 10mm$$

Berkitmeler arasındaki toplam uzaklık 65,60cm. İki bekitme arasındaki en büyük açıklık 16,4cm. Buna göre $a=16,4-1,0=15,4\text{cm}$ ve $d=20-2*1,5=17\text{cm}$ olarak hesaplandı.

$$a/d = 154/170 = 0,906 < 1$$

$$k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{0,906^2} = 10,51 \text{ kN/cm}^2$$

$$d/t_w = 17/0,9 = 18,89 < 30 \times 0,81 \times \sqrt{10,51} = 78,78$$

kayma burkulması kontrolüne gerek bulunmamaktadır.

Kapasite katsayılarının incelenmesi:

$$\alpha = \min\left(\frac{348,8}{175,58}; \frac{20735}{827}\right) \rightarrow \alpha = 1,986$$

Diyagonalde kapasite katsayısı kullanılarak inceleme:

$$N_{sd,G} = 217,3 - 189,5 = 27,8 \text{ kN}$$

$$N_{sd,E} = 189,5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,20 \times (27,8 + 1,986 \times 189,5) = 484,98 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 492,52 \text{ kN (z - zekseni için)}$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C13 kolonda HQXPE yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 854,14 - 162 = 692,14 \text{ kN}$$

$$N_{sd,E} = 162 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,20 \times (692,14 + 1,986 \times 162) = 1216,65 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 6088,53 \text{ kN (z - zekseni için)}$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C14 kolonda HQXPE yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 676,84 - 15,28 = 661,56 \text{ kN}$$

$$N_{sd,E} = 15,28 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,20 \times (661,56 + 1,986 \times 15,28) = 830,29 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 7957,95 \text{ kN (z - zekseni için)}$$

D6 diyagonalinin sağ alt kısmında kirişin kolona birleşiminin incelenmesi: Burada kiriş kolonun gövdesine bağlanmakta. En elverişsiz yükleme durumu olarak kat12'de

HQXPE kombinasyonu alındı. Ancak kat 12'de bağlantı HE 280-B kirişine yapıldığından kat13'te bulunan HQXPE yük kombinasyonu değeri kullanılacaktır. Bu değer 173,5kN(çekme)'dir. Kirişin üstüne diyagonalden dolayı gelen kuvvetlerin değerleri:

$$K_2 = 173,5 \text{ kN}$$

$$K_{2v} = 173,5 \times \sin 53,9 = 140,19 \text{ kN}$$

$$K_{2h} = 173,5 \times \cos 53,9 = 102,23 \text{ kN}$$

Birleşimin merkezine etkiyen kuvvetler:

$$V_{sd} = 140,19 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = [140,19 \times (7,75 - 7,29)] + 102,23 \times 10 = 1087 \text{ kN}$$

Bulonlara etkiyen tesir kuvveti:

$$N_v = 140,19 / 4 = 35,05 \text{ kN}$$

$$N_m = \frac{1087}{6} \times \frac{1}{2} = 90,58 \text{ kN}$$

$$N_R = \sqrt{35,05^2 + 90,58^2} = 97,11 \text{ kN}$$

Seçilen bulon M16(10.9-SL). Tek bir bulonun dayanımı:

$$\alpha = \min\left(\frac{37,5}{3 \times 18}; \frac{60}{3 \times 18} - 0,25; \frac{100}{51}; 1\right) = 0,694$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,694 \times 51 \times 1,6 \times 0,9}{1,25} = 101,93 \text{ kN} > R = 97,11 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 78,5 \times 2 / 1,25 = 125,6 \text{ kN} > R = 97,11 \text{ kN}$$

Birleşim levhasında dip kesite etkiyen kuvvetler ve dip noktanın kontrolü:

$$V_{sd} = 140,19 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 13,5 \times 1 \times 2 \times 35,5 / (\sqrt{3} \times 1,1) = 503,08 \text{ kN}$$

Berkitmelerde kontrol: Berkitmelerde Köşe kaynak kalınlığı olarak a=5mm alındı.

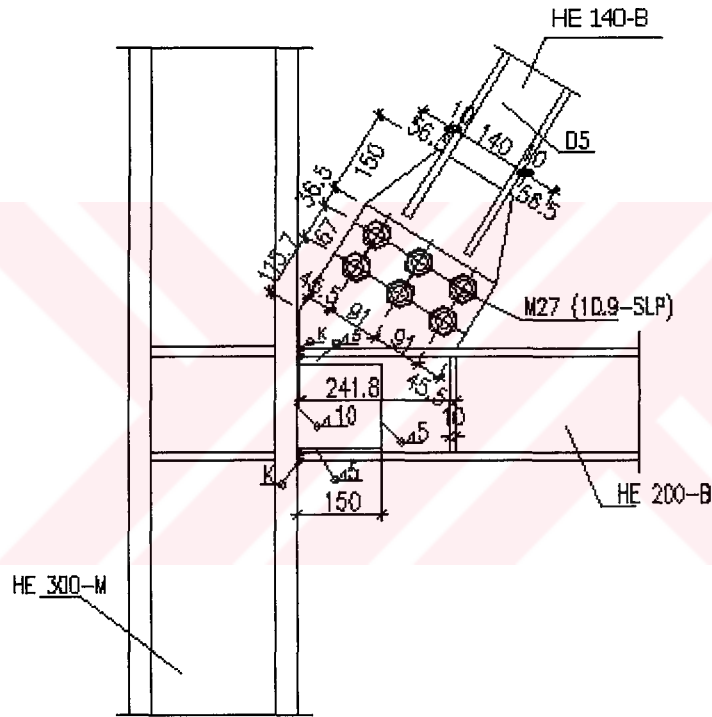
Berkitme kaynaklarına etkiyen kuvvetler sadece kesme kuvvetidir. ($V_{sd} = 140,19 \text{ kN}$)

Düşeyde bulunan köşe kaynaklarda kontrol:

$$F_{w,Rd} = 20,8 \times 0,5 \times 2 \times 26,17 = 544,34 \text{ kN} > V_{sd} = 140,19 \text{ kN}$$

Birleşimin detayı Şekil 5.23'te sunulmuştur:

Sol alt köşede kiriş kolona kolon başlığından bağlanmakta. Kiriş kolon bağlantısı kiriş başlıkları tamamen tam nüfuziyetli küt kaynak dikişleriyle bağlanmıştır. Kiriş gövdesinin kolon başlığına bağlantısı yine sağ alt köşedeki ile aynı geometriye sahip olacak biçimde kaynaklı olarak yapılmıştır. Bir adet levha kullanılmıştır. Kiriş gövdesini levhaya bağlayan köşe kaynak dikiş kalınlıkları 5mm ve levhayı kolon başlığına bağlayan köşe kaynak kalınlıkları 10mm olarak alınmıştır. levhanın kalınlığı ise 15mm olarak alınmıştır. Bu nedenle bu kısımda kontrol yapmak gerekmemektedir. Bu kısımda da birleşim levhasının kirişe temas yüzeyinin uzunluğu 24,18cm'dir. Birleşim küt kaynakla gerçekleştirilmiştir. Birleşimin detayı Şekil 5.25'te sunulmuştur:



Şekil 5.25 : HE 140-B için sol alt kısımdaki kiriş kolon çapraz birleşimi

5.2.4 Dışmerkez diyagonal HE 140-B çaprazlarının incelenmesi: Bilgisayar analiz sonuçlarının incelenmesi sonucunda en elverişsiz yükleme durumları aşağıdaki biçimde saptanmıştır:

$$(N_{sd})_{\max} = -229,6\text{kN}(\text{basınç}) [(D12\text{-Kat}12\text{-H1 WYE})]$$

$$(N_{sd})_{\max} = -229,6\text{kN}(\text{basınç}) [(D3\text{-Kat}12\text{-H1 WY})]$$

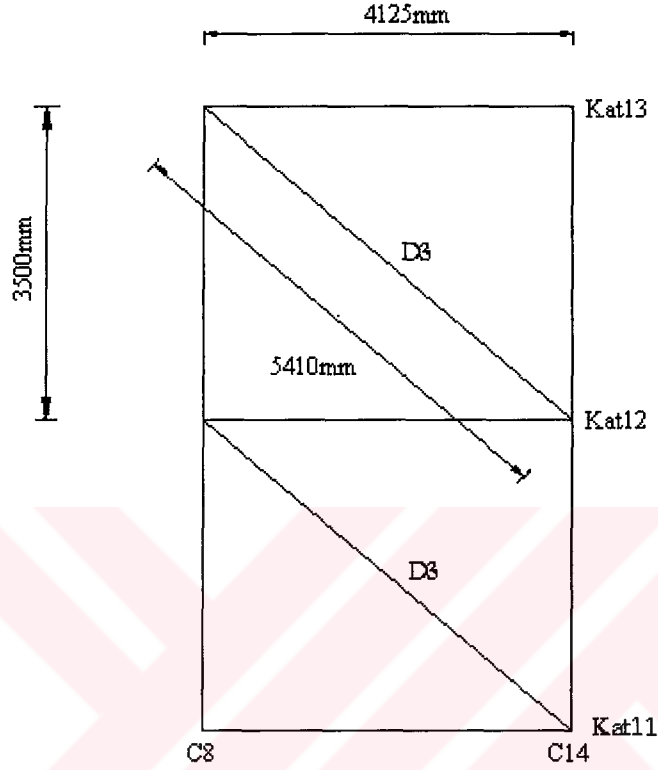
Projede güçlendirme elemanları merkezi olarak alınmıştı. Ancak burada dışmerkez güçlendirilmiş duruma göre hesap yapılacaktır. D3 diyagonalı B2-B4 aksları arasında bulunmaktadır. D12 diyagonalı G4-G6 aksları arasında bulunmaktadır. Diyagonal

güçlendirme elemanının geometrik özellikleri Şekil 5.26'da sunulmuştur.

Diyagonalin eğimi hesaplanırsa:

$$\tan \alpha = 3,5 / 4,125 = 0,848$$

$$\arctan 0,848 = 40,314^\circ$$



Şekil 5.26 : HE 140-B diyagonal güçlendirme elemanının geometrik özellikleri

D3 diyagonalinin kirişlerde meydana getirdikleri etkiler. ($\sin 40,3=0,647$, $\cos 40,3=0,762$)

$$N_{sd} = 229,6 \times \cos 40,3 = 174,96 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 229,6 \times \sin 40,3 = 148,55 \text{ kN}$$

Kiriş elemanının profili HE 200-B'dir. Basınç alan kiriş dikmesinde inceleme:

$$N_{c,Sd} = 174,98 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = 412,5 / 5,07 = 81,36$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{21000 / 35,5} = 76,41$$

$$\lambda_{z1} = 81,36 / 76,41 = 1,0648$$

$h/b=1<1,2$ ve $t_f=15\text{mm}<40\text{mm}$ olduğundan dolayı z-z eksenine dik doğrultuda burkulma için c burkulma gerilmesi eğrisi kullanılacak.

Eğriden bulunan değer $\chi = 0,5363$. $d/t_w = 134/0,9=14,89<33\varepsilon=26,73$; $c/t_f = 10/1,5=6,67<8,1$ olduğundan enkesit sınıfı 1'dir. $\beta_A=1$ olur. Buna göre:

$$N_{b,Rd} = 0,5363 \times 1 \times 78,08 \times 35,5 / 1,1 = 1351,39 \text{ kN} > N_{c,sd} = 174,98 \text{ kN}$$

Bağlantı kirişinde kontrol: Bağlantı kirişine etkiyen etkiler:

$$N_{sd} = 0$$

$$V_{sd} = 148,55 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 0$$

$$V_{pl,Rd} = 1,04 \times 20 \times 0,9 \times \frac{35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 348,8 \text{ kN}$$

$0,5V_{pl,Rd} > V_{sd}$ olduğundan plastik moment dayanımında indirgeme yapılması gerekmemektedir.

$$M_{pl,Rd} = \frac{642,5 \times 35,5}{1,1} = 20735 \text{ kNcm}$$

Bağlantı kirişinin uzunluğunun saptanması: (Kiriş uzunluğu olarak 60cm seçildi.)

$$l_o = \frac{2 \times 20735}{348,8} = 118,89 \text{ cm}$$

$$l_e = 412,5 / 5 = 82,5 \text{ cm}$$

$$l_e = 412,5 / 10 = 41,25 \text{ cm}$$

$$V_{wp,Rd} = (20 - 2 \times 1,5) \times 0,9 \times 35,5 / (\sqrt{3} \times 1,1) = 285,08 \text{ kN}$$

$$V_{sd} / V_{wp,Rd} = 148,55 / 285,08 = 0,52 < 1$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0 / 2519,85 = 0 < 0,15$$

$$M_{sd} / M_{Rd} = 0 / 20735 = 0 < 0,70$$

Berkitmelerde inceleme:

$$t_{be} = \max(10; 9) \rightarrow t_{be} = 10 \text{ mm}$$

Berkitmeler arasındaki toplam uzaklık 60,0cm. İki bekitme arasındaki en büyük açıklık 15cm. Buna göre $a=15-1,0=14 \text{ cm}$ ve $d=20-2 \times 1,5=17 \text{ cm}$ olarak hesaplandı.

$$a / d = 140 / 170 = 0,824 < 1$$

$$k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{0,824^2} = 11,865 \text{ kN / cm}^2$$

$$d / t_w = 17 / 0,9 = 18,89 < 30 \times 0,81 \times \sqrt{11,865} = 83,70$$

kayma burkulması kontrolüne gerek bulunmamaktadır.

Kapasite katsayılarının incelenmesi:

$$\alpha = \min\left(\frac{348,8}{148,55}; \frac{20735}{0}\right) \rightarrow \alpha = 2,348$$

Diyagonalde kapasite katsayısı kullanılarak inceleme:

$$N_{sd,G} = 229,6\text{kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 229,6 = 275,52\text{kN}$$

$$N_{b,Rd} = 277,62\text{kN}(z - z \text{ eksenini için})$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C8 kolonda H1WY yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 785,28\text{kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 785,28 = 942,34\text{kN}$$

$$N_{b,Rd} = 8114,85\text{kN}(z - z \text{ eksenini için})$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır. C14 kolonda H1WY yükleme kombinasyonu için şu sonuç bulundu:

$$N_{sd,G} = 824,66\text{kN}$$

$$N_{sd,E} = 0$$

$$N_{sd} = 1,20 \times 824,66 = 989,60\text{kN}$$

$$N_{b,Rd} = 7957,95\text{kN}(z - z \text{ eksenini için})$$

Burada $N_{b,Rd}$ değerleri bilgisayar programından alınmıştır.

D3 diyagonalinin sol üstte kirişe birleşiminin incelenmesi: Burada kiriş kolonun başlığına bağlanmakta. Kirişin altına diyagonalden dolayı gelen kuvvetlerin değerleri:

$$K_2 = 229,6\text{kN}$$

$$K_{2v} = 229,6 \times \sin 40,3 = 148,55\text{kN}$$

$$K_{2h} = 229,6 \times \cos 40,3 = 174,96\text{kN}$$

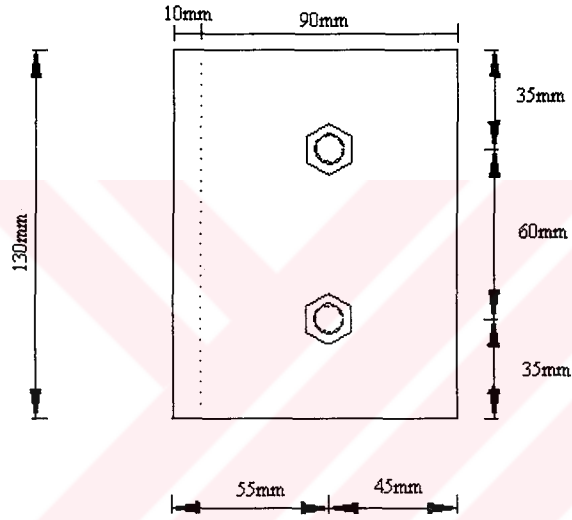
Kiriş gövdesinin kolon başlığına bağlantısında kullanılan levhaların kiriş gövdesine bağlantısı köşe kaynaklı olarak yapılmıştır. Kirişin kolon başlığına bağlantısının detayı Şekil 5.24'üne benzerdir. Burada kullanılan levhanın kiriş gövdesindeki uzunluğu 13cm ve kolona olan yatay mesafesi 10cm'dir.

Kiriş kesiti HE 200-B, kolon kesiti HE 280-M baz alınarak inceleme yapılacaktır.

Kiriş gövdesinde kullanılabilecek maksimum bulon çapı:

$$d_{\max} = \sqrt{5 \times 0,9} - 0,2 = 1,93\text{cm}$$

Korniyer olarak L100.100.10 seçilmiştir. Korniyer için $d_{\max} = 21\text{mm}$. Kullanılacak olan bulon sınıfı M16(10.9-SLP). HE 200-B profilinde korniyer kullanılabilecek uzunluk $d = 13,4\text{cm}$ olduğundan dolayı bir sırada 3 bulon kullanılmasına olanak bulunmamaktadır. Bu nedenle kirişi korniyere bağlayan bulonlar bir sırada 2 tane olmak üzere çift tesirli olarak düzenlenecektir. M16(10.9-SLP) için $d = 16\text{mm}$, $d_0 = 16,3\text{mm}$ 'dir. Kiriş gövdesinde kullanılan bulonların ve korniyerin geometrik özellikleri Şekil 5.28'te sunulmuştur:



Şekil 5.28 : Kiriş gövdesinde kullanılan bulon ve korniyerin geometrik özellikleri

Kiriş gövdesinde kullanılan bulonların dayanımlarının hesabı:

$$\alpha = \min\left(\frac{3,5}{3 \times 1,63}; \frac{6,0}{3 \times 1,63} - 0,25; \frac{100}{51}; 1\right) = 0,716$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,716 \times 51 \times 1,6 \times 0,9 / 1,25 = 105,17\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \times 78,5}{1,25} = 125,6\text{kN}$$

Kiriş gövdesinde tek bir bulona etkiyen kuvvetin hesaplanması:

$$M_{sd} = 83,1 \times 5,5 = 457,05\text{kNcm}$$

h: 6cm, f:1 olduğuna göre:

$$N_m = \frac{457,05}{6} \times 1 = 76,175\text{kN}$$

$$N_v = 83,1 / 2 = 41,55\text{kN}$$

$$N_R = \sqrt{76,175^2 + 41,55^2} = 86,77\text{kN} < F_{b,Rd} = 105,17\text{kN}$$

Kolona bağlanan bulonlarda kontrol(tek tesirli bulonlar):

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,716 \times 51 \times 1,6 \times 1,0 / 1,25 = 116,85\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{78,5}{1,25} = 62,8\text{kN}$$

Kolona bağlanan bulonlara etkiyen tesirler:

$$M_{sd} = 83,1 / 2 \times 5,5 = 228,53\text{kNcm}$$

h: 6cm, f:1 olduğuna göre:

$$N_m = \frac{228,53}{6} \times 1 = 38,09\text{kN}$$

$$N_v = 83,1 / 4 = 20,78\text{kN}$$

$$N_R = \sqrt{38,09^2 + 20,78^2} = 43,39\text{kN} < F_{v,Rd} = 62,8\text{kN}$$

Korniyerlerde kontrol:

$$V_{sd} = 83,1 / 2 = 41,55\text{kN}$$

$$M_{sd} = 41,55 \times 5,5 = 228,53\text{kNcm}$$

$$A_{t,net} = \frac{13 \times 1}{2} - (1 \times 1 \times 1,63) = 4,87\text{cm}^2$$

$$A_t = 13 \times 1 / 2 = 6,5\text{cm}^2$$

Çekme enkesitinin zayıflama etkisinin incelenmesi:

$$0,9 \times \frac{4,87}{6,5} = 0,674 < \frac{35,5 \times 1,25}{51 \times 1,1} = 0,79$$

Bu durumda enkesit zayıflaması dikkate alınacaktır.

$$W_{pl} = \frac{13^2 \times 1}{4} - (1,63 \times 1 \times 3) = 37,36\text{cm}^2$$

$$M_{pl,Rd} = 37,36 \times 35,5 / 1,1 = 1205,71\text{kNcm} > 228,53\text{kNcm}$$

$$A_v = 13 \times 1 = 13\text{cm}^2$$

$$A_{v,net} = 13 - (2 \times 1,63 \times 1) = 9,74\text{cm}^2$$

$$9,74 / 13 = 0,749 > 35,5 / 51 = 0,696$$

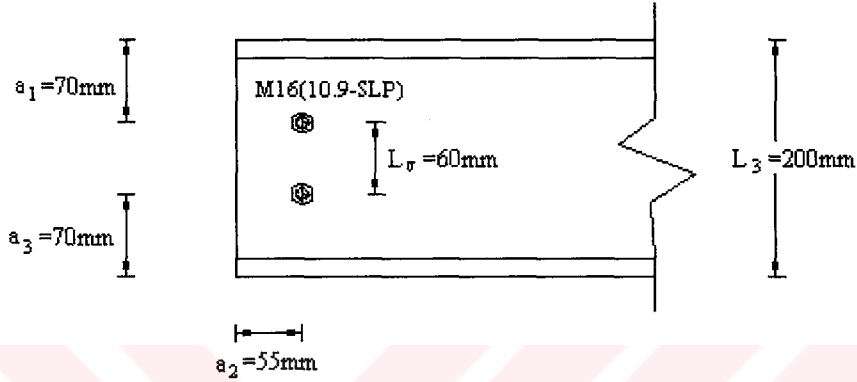
Bu durumda enkesit zayıflamasından dolayı kesme kuvveti alanında indirgeme yapılmasına gerek bulunmamaktadır.

$$V_{pl,Rd} = \frac{13 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 242,22 \text{ kN}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 121,11 \text{ kN} > 41,55 \text{ kN}$$

Bu durumda kesme kuvvetinden dolayı plastik moment dayanımının indirgenmesine gerek bulunmamaktadır.

Basit bağlı kiriş birleşim bölgesinde gövdede makaslama kopması dayanımı kontrolü: Bu duruma ait geometrik değerler Şekil 5.29'da sunulmuştur.



Şekil 5.29 : Makaslama kopması kontrol geometrisi

$$L_1 = a_1 = 70 \text{ mm} < 5 \times 16 = 80 \text{ mm}$$

$k=0,5$ (tek bulon sırası), $d_{o,v} = 16,3 \text{ mm}$ olduğuna göre:

$$L_2 = (55 - 0,5 \times 16,3) \times 51 / 35,5 = 67,3 \text{ mm}$$

$$L_3 = 60 + 70 + 70 = 200 \text{ mm} \leq (60 + 70 + 70 - 2 \times 16,3) \times (51 / 35,5) = 240,49 \text{ mm}$$

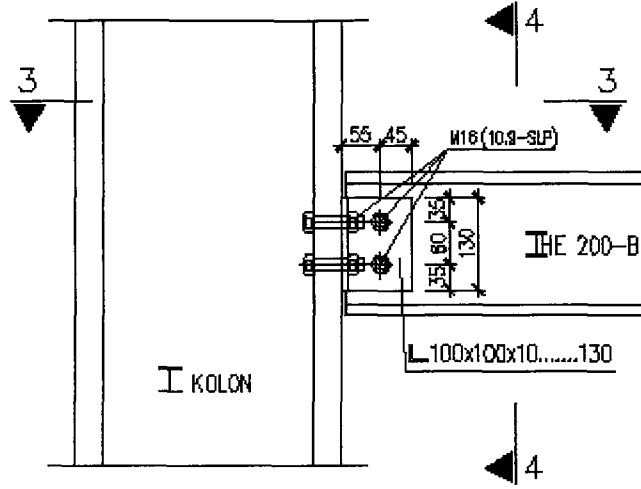
$$L_{v,eff} = 60 + 70 + 67,3 = 197,3 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = 0,9 \times 19,73 = 17,757 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{17,757 \times 35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 330,86 \text{ kN} > V_{sd} = 83,1 \text{ kN}$$

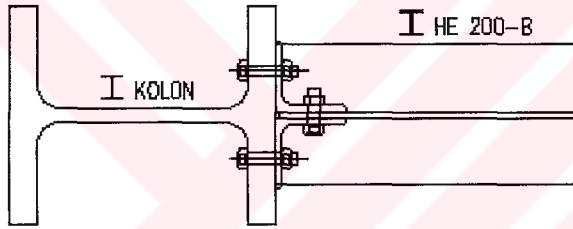
Her 5 katta bir kolon enkesiti değişmektedir. HE 200-B kirişinin başlık genişliği $b=200 \text{ mm}$ 'dir. HE 340-M için $d=243 \text{ mm}$, HE 320-M için $d=225 \text{ mm}$, HE 300-M için $d=208 \text{ mm}$, HE 280-M için $d=198 \text{ mm}$ 'dir. HE 280-M kolonunun gövdesine kirişin başlığı tam olarak oturmamaktadır. Başlık eğriliğinin bulunduğu kısma denk gelmektedir. Bu sorunu aşmak için sadece HE 280-M kolonunun gövdesine bağlantıda kiriş başlığı kolon gövdesine doğru girerken her iki taraftan $0,5 \text{ cm}$ 'lik bir kısım kesilerek $b=190 \text{ mm}$ 'ye indirgenir.

Kolon kiriş basit bağlantı detayı Şekil 5.30'da sunulmuştur:

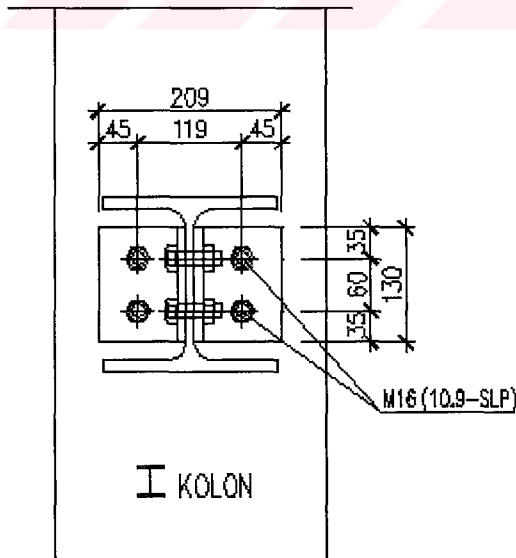


Şekil 5.30 : Basit bağlı kolon kiriş detayı

Şekil 5.31 ve Şekil 5.32’de Şekil 5.30’da tanımlanan 3-3 enkesiti ve 4-4 enkesiti görünüşleri sunulmuştur:



Şekil 5.31 : Basit bağlı kolon kiriş 3-3 enkesit detayı



Şekil 5.32 : Basit bağlı kolon kiriş 4-4 enkesit detayı

5.3.2 Rijit bağlı kolon kiriş birleşimi: Çerçeveler süneklik düzeyi yüksek çerçeve olarak çalışmaktadırlar. Bu nedenle birleşim taşıma gücü yöntemine göre

yapılacaktır. Kullanılan kiriş profili HE 240-B'dir. Bilgisayar verilerinin incelenmesi sonucunda en elverişsiz yükleme kombinasyonu:

$$(V_{zz})_{\max} = V_{sd} = 9,77t = 97,7kN \text{ (Kat13, B-22 Kirişi-HWYE yük kombinasyonu)}$$

$$(M_{yy})_{\max} = 10,359tm = 10359kNcm = M_{sd}$$

HE 240-B profilinin dayanım değerleri:

$$A_v = 1,04 \times 24 \times 1 = 24,96cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{24,96 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 465,07kN$$

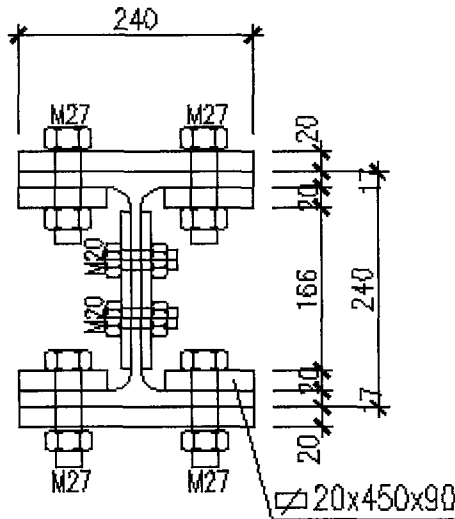
$V_{sd} < 0,5V_{pl,Rd}$ olduğundan plastik moment dayanımı değerinde indirgenme yapılması gerekmemektedir.

$$M_{pl,Rd} = 1053 \times 35,5 / 1,1 = 33983kNcm > 10359kNcm$$

5.3.2.1 Rijit bağli kiriş eki: Profil tablolarının incelenmesi sonucunda HE 240-B profilinin başlıklarında kullanılabilecek olan maksimum bulon M27 ve $105mm < p_2 < 150mm$. Gövdede kullanılabilecek maksimum bulon çapı:

$$\sqrt{5} \times 1 - 0,2 = 2,036cm \Rightarrow M20$$

Ekte kullanılan bulonlar; başlıkta M27(10.9-SLP), gövdede M20(10.9-SLP). Başlık bulonları çift tesirli olarak düzenlenmiştir. Başlıkların altına konulan levhanın uzunluğu 90mm'dir ve $(240-10-2 \times 21)/2 = 94,5mm > 90mm$ olduğundan uygundur. Ekin enkesit görünümü Şekil 5.33'te sunulmuştur:



Şekil 5.33 : HE 240-B kiriş ekinin enkesit görünümü

Başlık bulonlarının kontrolü: M27 (10.9-SLP) için $d=27mm$, $d_o=27,3mm$. Başlık ek levhalarına etkiyen kuvvetler:

$$\sum I_{ek} = \left[\left(\frac{2 \times 2 \times 24 \times 13^2}{16224} \right) + \left(\frac{4 \times 2 \times 9 \times 7,3^2}{6227} \right) + \left(\frac{2 \times 1 \times 16^3 / 12}{682} \right) \right] = 23133 \text{ cm}^4$$

$$I_f = 16224 + 6227 = 22451 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 682 \text{ cm}^4$$

$$M_f = 33983 \times 22451 / 23133 = 32981 \text{ kNcm}$$

$$Z = -D = \frac{32981}{24 - 1,7} = 1479 \text{ kN}$$

Başlık bulonları çift tesirlidirler. Bulon aralıkları $e_2 = 50 \text{ mm}$, $e_1 = 70 \text{ mm}$, $p_2 = 140 \text{ mm}$, $p_1 = 85 \text{ mm}$ olarak alınmıştır. Tek bir bulonun ezilme ve makaslama dayanımları:

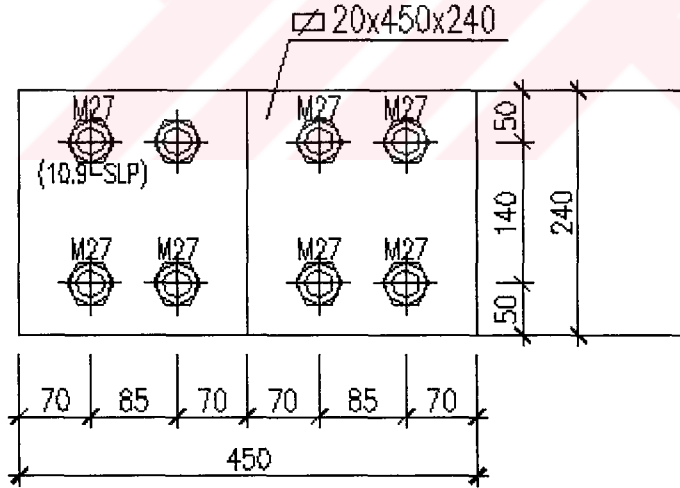
$$\alpha = \min \left(\frac{70}{3 \times 27,3}; \frac{85}{3 \times 27,3} - 0,25; \frac{100}{51}; 1 \right) = 0,788$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,788 \times 51 \times 2,7 \times 1,7 / 1,25 = 368,92 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \times 229,5}{1,25} = 367,2 \text{ kN}$$

$$n = 1479 / 367,2 = 4,02 \approx 4 \text{ adet}$$

Şekil 5.34'te başlık ekinin boyutu ve bulonlarının yerleşimi gösterilmiştir.



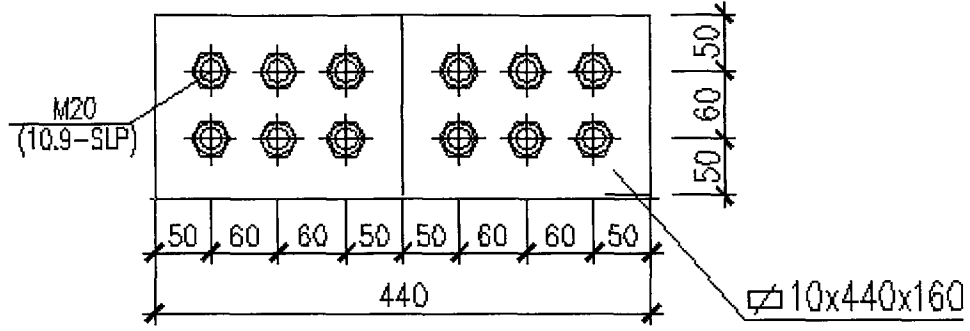
Şekil 5.34 : HE 240-B kirişinin başlık ekinin boyutu ve bulonların yerleşiminin görünümü

Gövde bulonlarında kontrol: Gövde bulonlarına etkiyen kuvvetler:

$$M_w = 33983 \times 682 / 23133 = 1002 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 97,7 \text{ kN}$$

Şekil 5.35'te gövde ekinin boyutu ve bulonlarının yerleşimi gösterilmiştir.



Şekil 5.35 : HE 240-B kirişinin gövde ekinin boyutu ve bulonların yerleşiminin görünümü

Şekil 5.35'te gösterildiği gibi $e=11\text{cm}$, $y=3\text{cm}$, $x=6\text{cm}$ olduğuna göre tek bir gövde bulonuna etkiyen kuvvet:

$$M_G = 1002 + 97,7 \times 11 = 2076,7 \text{ kNcm}$$

$$I_p = \left(\frac{4 \times 6^2}{144} \right) + \left(\frac{6 \times 3^2}{54} \right) = 198 \text{ cm}^2$$

$$N_m = \frac{2076,7}{198} \times 3 = 31,47 \text{ kN}$$

$$N_v = \frac{97,7}{6} + \frac{2076,7 \times 6}{198} = 79,21 \text{ kN}$$

$$N_R = \sqrt{31,47^2 + 79,21^2} = 85,23 \text{ kN}$$

Gövdede kullanılan bulonlar çift tesirlidir. Tek bir bulonun dayanımı:

$$\alpha = \min \left(\frac{50}{3 \times 20,3}; \frac{60}{3 \times 20,3} - 0,25; \frac{100}{51}; 1 \right) = 0,735$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,735 \times 51 \times 2 \times 1/1,25 = 149,94 \text{ kN} > N_R = 85,23 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \times 122,5}{1,25} = 196 \text{ kN} > N_R = 85,23 \text{ kN}$$

Başlık ek levhalarında kontrol: enkesit sınıfı 1

$$Z = 1479 \text{ kN}$$

$$Z_1 = \frac{9 \times 2}{2 \times 9 \times 2 + 2 \times 24} \times 1479 = 316,9 \text{ kN}$$

$$Z_2 = 1479 - 2 \times 316,9 = 845,2 \text{ kN}$$

$$A_{l,net} = (9 - 2,73) \times 2 = 12,54 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2 \times 9 = 18 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2 \times 9 \times 35,5}{1,1} = 580,9 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 12,54 \times 51 / 1,25 = 460,47 \text{ kN}$$

$$N_{1,Rd} = N_{u,Rd} = 460,47 \text{ kN} > Z_1 = 316,9 \text{ kN}$$

$$A_{2,net} = (24 - 2 \times 2,73) \times 2 = 37,08 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2 \times 24 = 48 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2 \times 24 \times 35,5}{1,1} = 1549 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 37,08 \times 51 / 1,25 = 1361,57 \text{ kN}$$

$$N_{2,Rd} = N_{u,Rd} = 1361,57 \text{ kN} > Z_2 = 845,2 \text{ kN}$$

Gövde ek levhalarında kontrol: Enkesit sınıfı 1

$$M_w = 33983 \times 682 / 23133 = 1002 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 97,7 \text{ kN} = V_w$$

$$A_{3,net} = (16 - 2 \times 2,03) \times 1 = 11,94 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 16 \times 1 = 16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{v,net}}{A_v} = \frac{11,94}{16} = 0,746 > \frac{35,5}{51} = 0,696$$

$$V_{pl,Rd} = 16 \times 1 \times 35,5 / (\sqrt{3} \times 1,1) = 298,12 \text{ kN} > V_{sd} = 97,7 \text{ kN}$$

olduğundan kesme kuvveti alanında indirgenme yapılmayacaktır.

$$A_{3t,net} = [(16 / 2) - 1 \times 2,03] \times 1 = 5,97 \text{ cm}^2$$

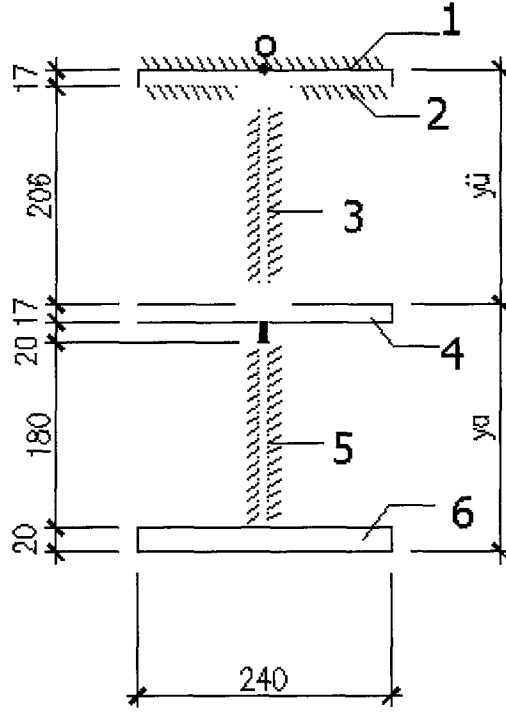
$$\frac{0,9 \times 5,97 \times 2}{2 \times 16 \times 1} = 0,373 < \frac{35,5 \times 1,25}{51,1 \times 1,1} = 0,791$$

olduğundan çekme bölgesinde enkesit zayıflaması ele alınacaktır.

$$W_{pl} = \frac{1 \times 16^2 \times 2}{4} - (2 \times 2,03 \times 1 \times 3) = 115,82 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{115,82 \times 35,5}{1,1} = 3737,82 \text{ kNcm} > M_w = 1002 \text{ kNcm}$$

5.3.2.2 Rijit kolon gövdesi kiriş birleşimi: Bu hesapta kirişin altına guse konulmuştur. Kiriş ve guse kolon gövdesine köşe kaynak ve küt kaynakla bağlanmıştır. Kiriş ve gusenin enkesiti ve kaynak detayları Şekil 5.36'da sunulmuştur:



Şekil 5.36 : Kiriş ve gusenin kolona oturan kısmının ve kaynakların gösterimi

Şekil 5.36’da gösterilen 1,2,3,5 nolu kaynaklar köşe kaynak olarak, 4 ve 6 nolu kaynaklarsa kısmi nüfuziyetli çift HY küt kaynak olarak konulmuşlardır. Ayrıca Şekil 5.36’da siyahla gösterilen 20mm’lik kısım kolona birleşimde boşluktur. Kaynakların statik hesapta kullanılan değerleri Tablo 5.2’de sunulmuştur:

Tablo 5.2 : Kiriş kolon birleşimini sağlayan kaynakların hesap değerleri ve geometrik özellikleri

Kaynak Kalınlığı(mm)	Kaynak Boyu(mm)	O'ya olan uzaklık(mm)	Kaynak Alanı(cm ²)
a1=12	l1=240	6	28,8
a2=12	l2=94	23	22,56
a3=7	l3=164	120	22,96
a4=17	l4=240	231,5	40,8
a5=7	l5=160	350	22,4
a6=20	l6=240	450	48

$$\sum F_k = 185,22 \text{ cm}^2$$

$$\sum F_{w,k} = 45,36 \text{ cm}^2$$

O noktasına göre kaynakların tarafsız ekseninin konumu:

$$y = \frac{48 \times 45 + 22,4 \times 35 + 40,8 \times 23,15 + 22,96 \times 12 + 22,56 \times 2,3 - 28,8 \times 0,6}{185,52}$$

$$y = y_u = \frac{4198,648}{185,52} = 22,63 \text{ cm}$$

$$y_a = 46 - 22,63 = 23,37 \text{ cm}$$

y_u veya y_a mesafeleri Şekil 5.36'da gösterilmişlerdir. Belirlenen kaynak tarafsız ekseninin konumuna göre kaynak atalet momenti:

$$I_k = \left[48 \times (45 - 22,63)^2 + (2 \times 0,7 \times 16^3 / 12) + 22,4 \times (35 - 22,63)^2 + \dots \right]$$

$$\dots + 40,8 \times (23,15 - 22,63)^2 + (2 \times 0,7 \times 16,4^3 / 12) + 22,96 \times (22,63 - 12)^2 + \dots$$

$$\dots + 22,56 \times (22,63 - 2,3)^2 + 28,8 \times (22,56 + 0,6)^2$$

$$I_k = 55817,76 \text{ cm}^4$$

EC-8 uyarınca hesapta kullanılacak moment değeri kirişin $M_{pl,Rd}$ değerinin 1,2 katı alınacaktır.

$$M_{sd} = 1,2 \times 33983 = 40779,6 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 97,7 \text{ kN}$$

$$W_{ka} = \frac{55817,76}{23,37} = 2388,44 \text{ cm}^3$$

$$W_{kü} = \frac{55817,76}{22,63} = 2466,54 \text{ cm}^3$$

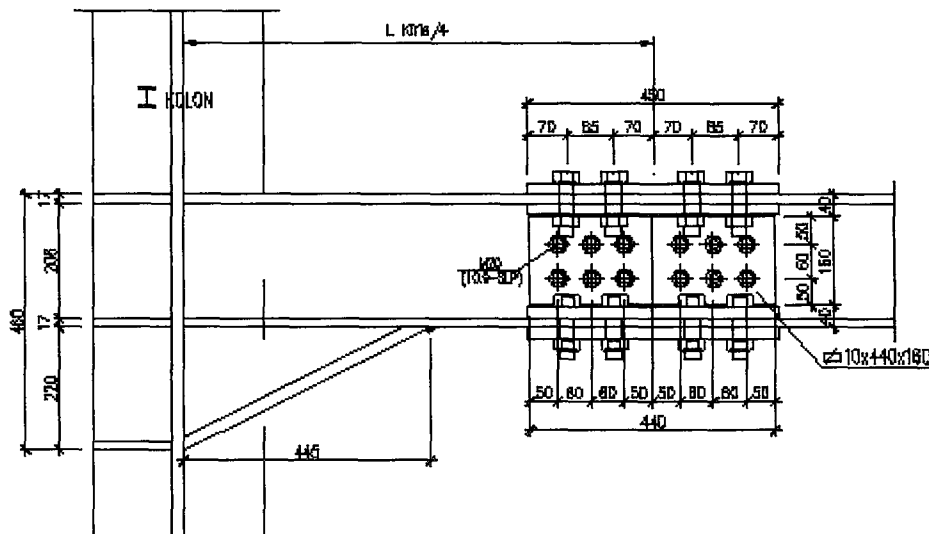
$$\sigma_{ka} = \frac{40779,6}{2388,44} = 17,074 \text{ kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{kü} = \frac{40779,6}{2466,54} = 16,533 \text{ kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = 97,7 / 45,36 = 2,154 \text{ kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

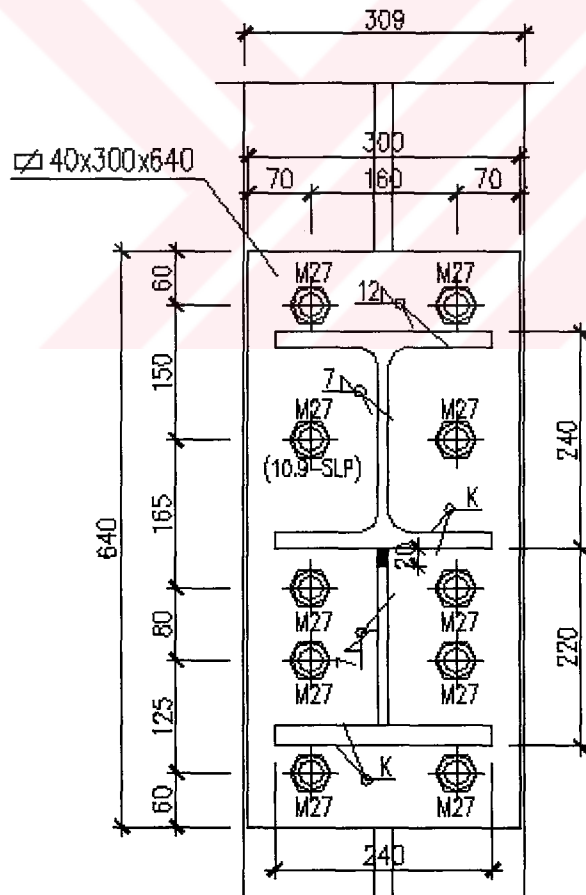
$$\sigma_{birleşir} = \sqrt{17,074^2 + 2,154^2} = 17,21 \text{ kN/cm}^2 < f_{w,Rd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

Rijit kiriş kolon gövdesi birleşimi Şekil 5.37'de sunulmuştur:



Şekil 5.37 : Rijit kiriş kolon gövdesi birleşimi detayı

Bulonların seçiminde kolonda kullanılan en küçük profil kesiti HE 280-M için başlıkta kullanılabilecek olan maksimum bulon M27 olduğundan M27(10.9-SLP) birleşimde kullanılmıştır. Alın levhası kolon başlığı birleşiminde kullanılan bulonların geometrisi HE 280-M için Şekil 5.38’de sunulmuştur:


$$M_{sd} = 1,2 \times 33983 = 40779,6 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 97,7\text{kN}$$

Tek bir bulona etkiyen kuvvetler:

$$N_m = \frac{40779,6}{52 \times 2} = 392,12\text{kN}$$

$$N_v = 97,7 / 10 = 9,77\text{kN}$$

Tek bir bulonun dayanımının kontrolü:

$$\frac{9,77}{183,6} + \frac{392,12}{1,4 \times 330,5} = 0,90 < 1$$

5.4 Kolon Ekleri :

Her 5 katta bir kolon profilinin değişmesinden dolayı 4 adet kolon enkesitinin değiştiği bölgelerde ek yapılmıştır [6,7,8]. Ayrıca kolonlar 5 kat boyunca aynı kesite sahip olduklarından dolayı her 2,5 katta bir aynı kesitli kolonlara ek yapılmıştır. 70m uzunluğu boyunca bir kolona 8 tane ek yapılmıştır. Burada sadece bir tane enkesit değişiminden dolayı yapılan kolon eki hesabı yapılacaktır. Ek kat yüksekliğinin $\frac{3}{4}$ 'ü mesafede yapılması gerekmektedir. Ancak rijit kolon kiriş birleşimlerinin alın levhaları ile çakışma olmaması için kat yüksekliğinin 100cm altında ek yapılmıştır. Burada incelenecek olan birleşim HE 340-M profilinden HE 320-M kolon profiline geçiş ekidir. Ekin yeri Kat 4'te kat kirişlerinin üst başlığının kolona temas ettiği noktanın 100cm altındadır. Verilen bu konum için bilgisayar analiz sonuçlarının incelenmesi sonucunda en elverişsiz yük kombinasyonu:

$$N_{c.Sd} = 3799,14\text{kN} \quad (\text{C13-HWXE})$$

$$N_{c.Sd} = 3799,14\text{kN} \quad (\text{C18-HWX})$$

Hem HE 340-M hem de HE 320-M profillerinin başlıklarında kullanılabilecek maksimum bulon M27'dir. HE 340-M ve HE 320-M için $t_w = 21\text{mm}$ 'dir. Gövdede kullanılabilecek maksimum bulon çapı:

$$d = \sqrt{5 \times 2,1} - 0,2 = 3,04\text{cm} \Rightarrow \text{M30}$$

Başlıkta kullanılan bulonlar M27(10.9-SLP), gövdede kullanılan bulonlar M27 (10.9-SLP) olarak seçilmiştir. HE 320-M için:

$$F_b = 4 \times 30,9 = 123,6\text{cm}^2$$

$$F_g = 312 - (2 \times 123,6) = 64,8\text{cm}^2$$

Profil başlığına ve gövdesine etki eden kuvvetler:

$$P_b = 3799,14 \times 123,6 / 312 = 1505 \text{ kN}$$

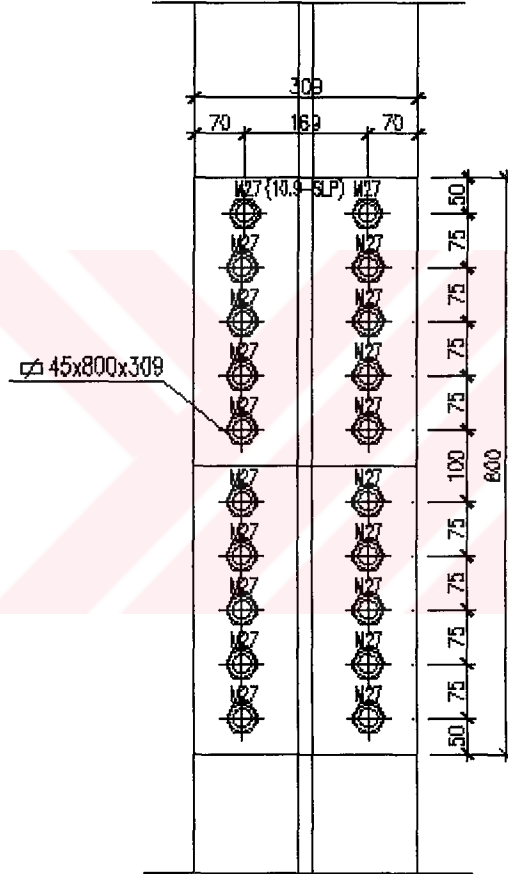
$$P_g = 3799,14 \times 64,8 / 312 = 790 \text{ kN}$$

Başlık ek levhalarının kalınlıkları 45mm, gövde ek levhalarının kalınlıkları 1,75cm olarak alınmıştır.

$$F_{b,ek} = 4,5 \times 30,9 = 139,05 \text{ cm}^2 > F_b = 123,6 \text{ cm}^2$$

$$F_{g,ek} = 1,75 \times 2 \times 20 = 70 \text{ cm}^2 > F_g = 64,8 \text{ cm}^2$$

Başlık ek levhasının görünümü Şekil 5.39'da, gövde ek levhasının görünümü Şekil 5.40'ta sunulmuştur:



Şekil 5.39 : Kolon başlık eki levhası ve bulonların geometri detayı

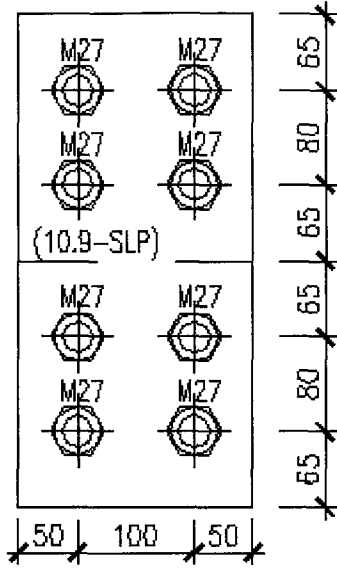
Başlık bulonları tek tesir etkilidirler. Tek bir bulon dayanımı:

$$\alpha = \min \left(\frac{50}{3 \times 27,3}; \frac{75}{3 \times 27,3} - 0,25; \frac{100}{51}; 1 \right) = 0,61$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,61 \times 51 \times 2,7 \times 4 / 1,25 = 671,97 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{229,5}{1,25} = 183,6 \text{ kN}$$

$$183,6 \times 10 = 1836 \text{ kN} > P_b = 1505 \text{ kN}$$



Şekil 5.40 : Kolon gövde eki levhası ve bulonların geometri detayı

Gövde bulonları çift tesir etkilidirler. Tek bir bulon dayanımı:

$$\alpha = \min\left(\frac{65}{3 \times 27,3}; \frac{80}{3 \times 27,3} - 0,25; \frac{100}{51}; 1\right) = 0,72$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,72 \times 51 \times 2,7 \times 2,1 / 1,25 = 416,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{229,5 \times 2}{1,25} = 367,2 \text{ kN}$$

$$4 \times 367,2 = 1468,8 \text{ kN} > P_g = 790 \text{ kN}$$

Başlık levhasında kontrol:

$$N_{pl,Rd} = \frac{4,5 \times 30,9 \times 35,5}{1,1} = 4487,52 \text{ kN} > P_b = 1505 \text{ kN}$$

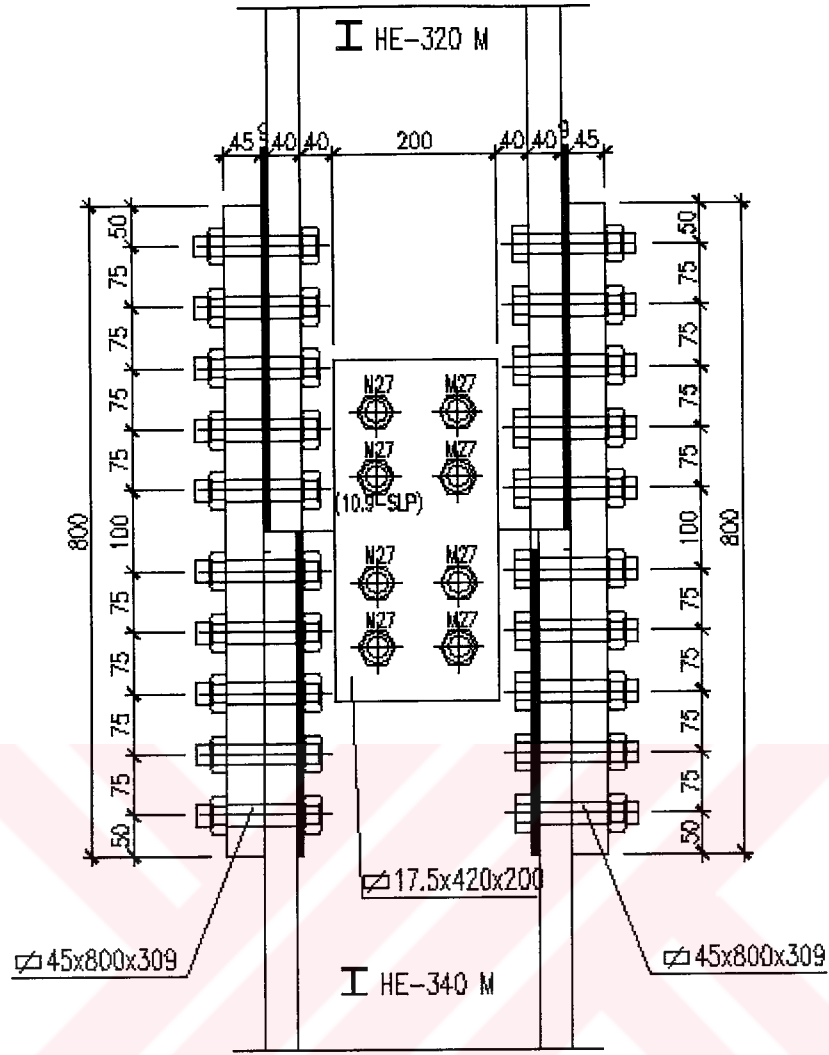
$$N_{u,Rd} = 0,9 \times (139,05 - 2 \times 4,5 \times 2,73) \times 51 / 1,25 = 4203,76 \text{ kN} > P_b = 1505 \text{ kN}$$

Gövde levhasında kontrol:

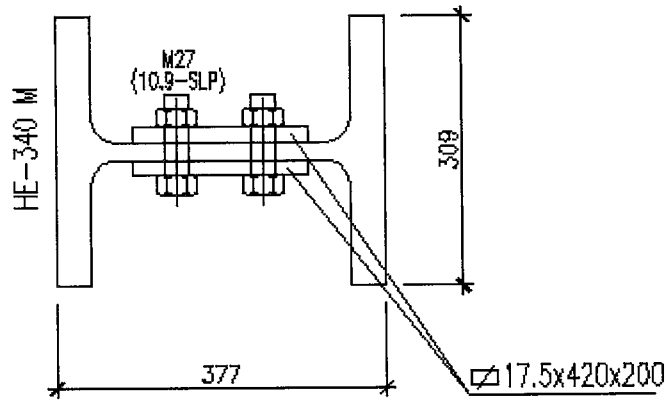
$$N_{pl,Rd} = \frac{2 \times 1,75 \times 20 \times 35,5}{1,1} = 2259,09 \text{ kN} > P_g = 790 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times (140 - 4 \times 2,73 \times 1,75) \times 51 / 1,25 = 4439,08 \text{ kN} > P_g = 790 \text{ kN}$$

Ayrıca profil başlıkları arasında her iki kısımda 0,9cm'lik boşluk 9mm kalınlığında besleme levhası konularak kapatılmıştır. Kolon ekinin genel görünümü Şekil 5.41, gövde ekinin enkesit görünümü Şekil 5.42'de sunulmuştur:



Şekil 5.41 : Kolon eki detayı



Şekil 5.42 : Kolon gövde eki enkesit görünümü

6. TEMEL HESABI

Temel olarak radye temel seçilmiştir [2,5]. Nedeni kolonların birbirine yakın olması ve kolon etkilerinin büyük olmasından dolayı tekil temelle binanın taşınmasının zor olmasıdır. Temel analizi sonucunda zeminde çekme gerilmeleri meydana gelmemektedir. Bu nedenle kazıklı radye temel kullanılması gerekmemektedir.

Yerel zemin sınıfı Z1'dir. Bu nedenle zemin yatak katsayısı olarak $k_0 = 30000 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır. Hesap SAFE programında yapılmıştır. Hesap TS-500 yönetmeliğine göre yapılmıştır.

6.1 Yük Kombinasyonları:

Yük kombinasyonları iki durum için yapılmıştır. Temel betonarme hesabında kullanılmak üzere düşey yüklerde ölü ve canlı yüklerin etkisi incelenmiştir. Yatay yüklerde ise deprem ve rüzgar yüklerinin etkisi incelenmiştir. Tablo 6.1'de temel betonarme hesabı için düşey yük kombinasyonu verilmiştir. Tablo 6.2'de temel betonarme hesabı için depremden dolayı oluşan yatay yük kombinasyonları sunulmuştur. Tablo 6.3'te ise temel betonarme hesabı için rüzgardan dolayı oluşan yatay yük kombinasyonları sunulmuştur.

Tablo 6.1 : Temel betonarme hesabı için düşey yük kombinasyonu

Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi
14G16Q	OLU	1,4	Düşey
	CANLI	1,6	
	KAPLAMA	1,4	
	DISCEPHE	1,4	
	BDUVAR	1,4	

Tablo 6.2 : Temel betonarme hesabı için deprem yatay yük kombinasyonları

Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi	Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi
GQEX	OLU	1	Yatay	GQEX	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	QX	1			QX	1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	

Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi	Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi
GQEY	OLU	1	Yatay	GQEY	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	QY	1			QY	1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	
GQEXE	OLU	1	Yatay	GQEXE	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	QX	-1			QX	-1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	
GQEYE	OLU	1	Yatay	GQEYE	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	QY	-1			QY	-1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	

Tablo 6.3 : Temel betonarme hesabı için rüzgar yatay yük kombinasyonları

Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi	Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi
13Q13WX	OLU	1	Yatay	09G13WY	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1,3			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	WX	1,3			WY	1,3	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	
13Q13WXE	OLU	1	Yatay	09G13WX	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1,3			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	WX	-1,3			WX	1,3	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	
13Q13WY	OLU	1	Yatay	09G13WXE	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1,3			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	WY	1,3			WX	-1,3	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	
13Q13WYE	OLU	1	Yatay	09G13WYE	OLU	0,9	Yatay
	CANLI	1,3			CANLI	0	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	0,9	
	WY	-1,3			WY	-1,3	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	0,9	
	BDUVAR	1			BDUVAR	0,9	

Zemin gerilmesinin kontrolü içinde iki tip yük kombinasyonu oluşturulmuştur. Düşey yüklerin etkileri Tablo 6.4'te sunulmuştur. Yatay yüklerin etkileri ise zemin gerilmelerinin kontrolü için deprem dolayı oluşan yatay yük kombinasyonları Tablo

6.5'te, zemin gerilmelerinin kontrolü için rüzgardan dolayı oluşan yatay yük kombinasyonları Tablo 6.6'da sunulmuştur.

Tablo 6.4 : Zemin gerilmesi kontrolü için düşey yük kombinasyonu

Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi
ZEMGQ	OLU	1	Düşey
	CANLI	1	
	KAPLAMA	1	
	DISCEPHE	1	
	BDUVAR	1	

Tablo 6.5 : Zemin gerilmesi kontrolü için deprem yatay yük kombinasyonları

Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi	Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi
ZEMGQEX	OLU	1	Yatay	ZEMGQEY	OLU	1	Yatay
	CANLI	1			CANLI	1	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	1	
	BDUVAR	1			BDUVAR	1	
	QX	1			QY	1	
ZEMGQEXE	OLU	1	Yatay	ZEMGQEYE	OLU	1	Yatay
	CANLI	1			CANLI	1	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	1	
	BDUVAR	1			BDUVAR	1	
	QX	-1			QY	-1	

Tablo 6.6 : Zemin gerilmesi kontrolü için rüzgar yatay yük kombinasyonları

Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi	Kombo	DURUM	KATSAYI	Yük Tipi
ZEMGQWX	OLU	1	Yatay	ZEMGQWY	OLU	1	Yatay
	CANLI	1			CANLI	1	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	1	
	BDUVAR	1			BDUVAR	1	
	WX	1			WY	1	
ZEMGQWXE	OLU	1	Yatay	ZEMGQWYE	OLU	1	Yatay
	CANLI	1			CANLI	1	
	KAPLAMA	1			KAPLAMA	1	
	DISCEPHE	1			DISCEPHE	1	
	BDUVAR	1			BDUVAR	1	
	WX	-1			WY	-1	

6.2 Temel Yüksekliği ve Radye Temel Donatılarının Belirlenmesi:

Temel sistemi SAFE programında çözülmüştür. Binanın statik sisteminin altına radye modellenir. Modelleme betonarme plak elemanla yapılır ve bu plak gerekli boyutlarda küçük sonlu eleman parçalarına bölünür. Her düğüm noktasına k_oF kadar

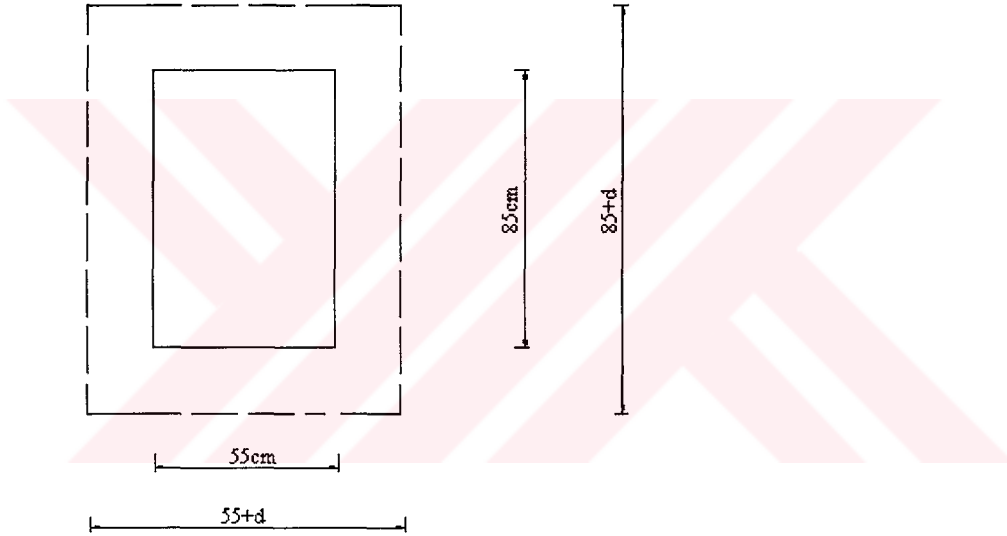
bir yay atanır. Burada k_o zemin yatak katsayısını ve F , her düğüm noktasına düşen alanı temsil etmektedir. Yay atanarak elastik zemin durumu oluşturulmaktadır. $\sigma_{zmn} = 250 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır.

Zımbalama tahkiki ve radye temel yüksekliğinin bulunması: En çok zorlanan kolon elemanı C13'tür(4-A aksında). GQEXE yük kombinasyonunda bulunan değerler $N_{b, sd} = 4910 \text{ kN}$, $M_{sd} = 22 \text{ kNm}$.

$$e_x = \frac{M_{sd}}{N_{b, sd}} = \frac{22}{4910} = 0,0048 \text{ m} \approx 0,5 \text{ cm}$$

$$e_y = 0$$

Kolon taban plağının boyutu zımbalama çevresini belirginleştirir. Zımbalama çevresi Şekil 6.1'de sunulmuştur.



Şekil 6.1: Zımbalama çevresinin görünümü

$$u_p = 2 \times (55 + d + 85 + d) = 280 + 4d$$

Beton kalitesi BS-25 olduğundan $f_{ctd} = 1150 \text{ kN/m}^2$. Radye temel ortalama faydalı yüksekliği:

$$d_x = d(\text{cm})$$

$$d_y = d - 1(\text{cm})$$

$$d_{ort} = \frac{d + d - 1}{2} = d + 0,5 \text{ cm}$$

Kritik zımbalama kuvvetinden radye temel yüksekliği hesaplanırken eğilme etkisi ihmal edilecek düzeydedir. Eğilme ihmal edilmeyen diğer kolon elemanlarında normal kuvvet değerinin düşük olmasından dolayı radye temel için gerekli olan

yüksekliğin bulunmasında C13 kolonunun yeterli zorlara sahip olduğu ve burada $\gamma=1$ alınarak emniyetli tarafta kalınacağı varsayılmıştır.

$$V_{pr} = 1,00 \times 115 \times (2,8 + 4d) \times (d + 0,005) > 491t$$

$$d > 0,741m$$

$$d' = 5cm$$

Seçilen radye temel yüksekliği 80cm'dir.

$$d = 80 - 5 = 75cm > 74,1cm$$

Radye temel kenarları ise akslardan dışarıda 100cm olacak biçimde seçilmiştir :

$$\frac{80}{2} + \frac{85}{2} = 82,5cm < 100cm$$

Zemin emniyet gerilmesinin kontrolü:

$$\sigma = k_o \times s$$

Yapılan hesap sonucunda bilgisayar verilerinin incelenmesi ile bulunan maksimum ve minimum çökme değerleri:

$$s_{min} = -0,0106m \text{ (Nokta 351-ZEMGQEXE kombinasyonu)}$$

$$s_{min} = -0,0106m \text{ (Nokta 392-ZEMGQEX kombinasyonu)}$$

$$\sigma_{min} = 3000 \times -0,0106 = -31,8t/m^2 \rightarrow |\sigma_{min}| = 31,8t/m^2 > \sigma_{v,emn} = 30t/m^2 \text{ (kabul edilebilir)}$$

$$s_{max} = -0,0015m \text{ (Nokta 351-ZEMGQEX kombinasyonu)}$$

$$s_{max} = -0,0015m \text{ (Nokta 392-ZEMGQEXE kombinasyonu)}$$

$$\sigma_{max} = 3000 \times -0,0015 = -4,5t/m^2 < 0$$

Hesaplar sonucunda zeminde çekme gerilmesinin mevcut olmadığı gösterilmiştir. Radye temelin hem altına hem üstüne ve her iki yönde donatı koyulacağından dolayı temelin moment taşıma kapasitesi sadece donatıların çalıştığı dikkate alınarak yapılabilir. Okunan moment değerleri çubuk elemanın bir noktaya yükü bastığı kabulü ile bulunur. Ancak gerçekte çelik kolon üzerindeki tesirleri taban plağının çevresinden itibaren yaydığından dolayı okunacak olan moment değerleri bu çevre kenarlarındaki değerler olarak alınacaktır. Radye temel moment taşıma kapasitesi(minimum donatı için):

$$A_{sminx} = A_{sminy} = 0,002 \times 100 \times 70 = 14cm^2 / m = 1400mm^2 / m$$

Burada A_{smin} değerlerinin hesaplanmasında $b=1m=100cm$ genişlik ve $h=80-5-5=70cm$ için hesap yapıldı. Kullanılan donatı sınıfı BÇ3 için $f_{yd} = 365N/mm^2$ dir. Buradan F_{ymin} hesaplanırsa M_{RT} değeri bulunur.

$$F_{ymin} = 1400 \times 365 = 511000N = 51,1t$$

$$M_{RT} = 51,1 \times 0,35 + 51,1 \times 0,35 = 35,77tm$$

Konulacak olan donatı olarak(ek donatı haricinde) x ve y yönlerinde alt kısımda Ø26/20 ve x ve y yönlerinde üst kısımda Ø20/20 seçilmiştir. Ø20/20 için $A_s = 15,71cm^2/m$ 'dir. Buna göre Ø20/20 için:

$$F_y = 1571 \times 365 = 573415N = 57,3415t$$

$$M_{RT} = 57,3415 \times 0,70 = 40,139tm$$

Ø26/20 için $A_s = 26,55cm^2/m$ 'dir. Buna göre Ø26/20 için:

$$F_y = 2655 \times 365 = 969075N = 96,9075t$$

$$M_{RT} = 96,9075 \times 0,70 = 67,84tm$$

Hesap değerlerinde okunan moment değerlerinin bu moment değerlerini aştığı kısımlarda ek donatı konulmuştur. Tüm değerler x donatısı ve y donatısı kısımlarında sunulmuşlardır.

6.3 Gerekli Ek Donatıların Belirlenmesi:

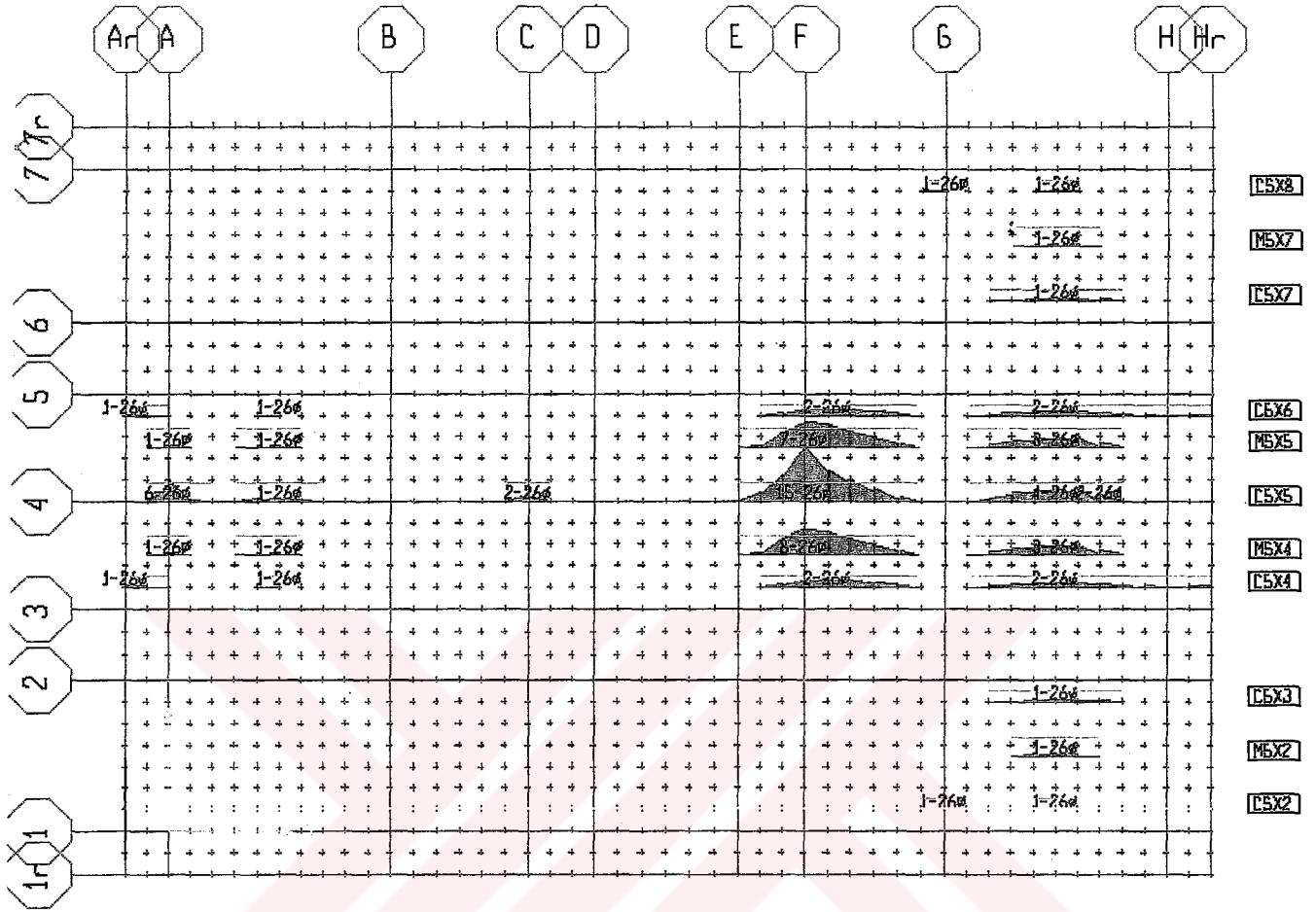
Safe programında etkiyen momentler ve donatıların karşılayabilecekleri momentler şeritlerde bulunan noktalarda tek tek incelendi. Etkiyen momentler ve mevcut momentler için sırasıyla denklem 6.1 ve 6.2 kullanılarak gerekli donatı alanı ve mevcut donatı alanları saptandı:

$$K = \frac{b \times d^2}{M} \quad (6.1)$$

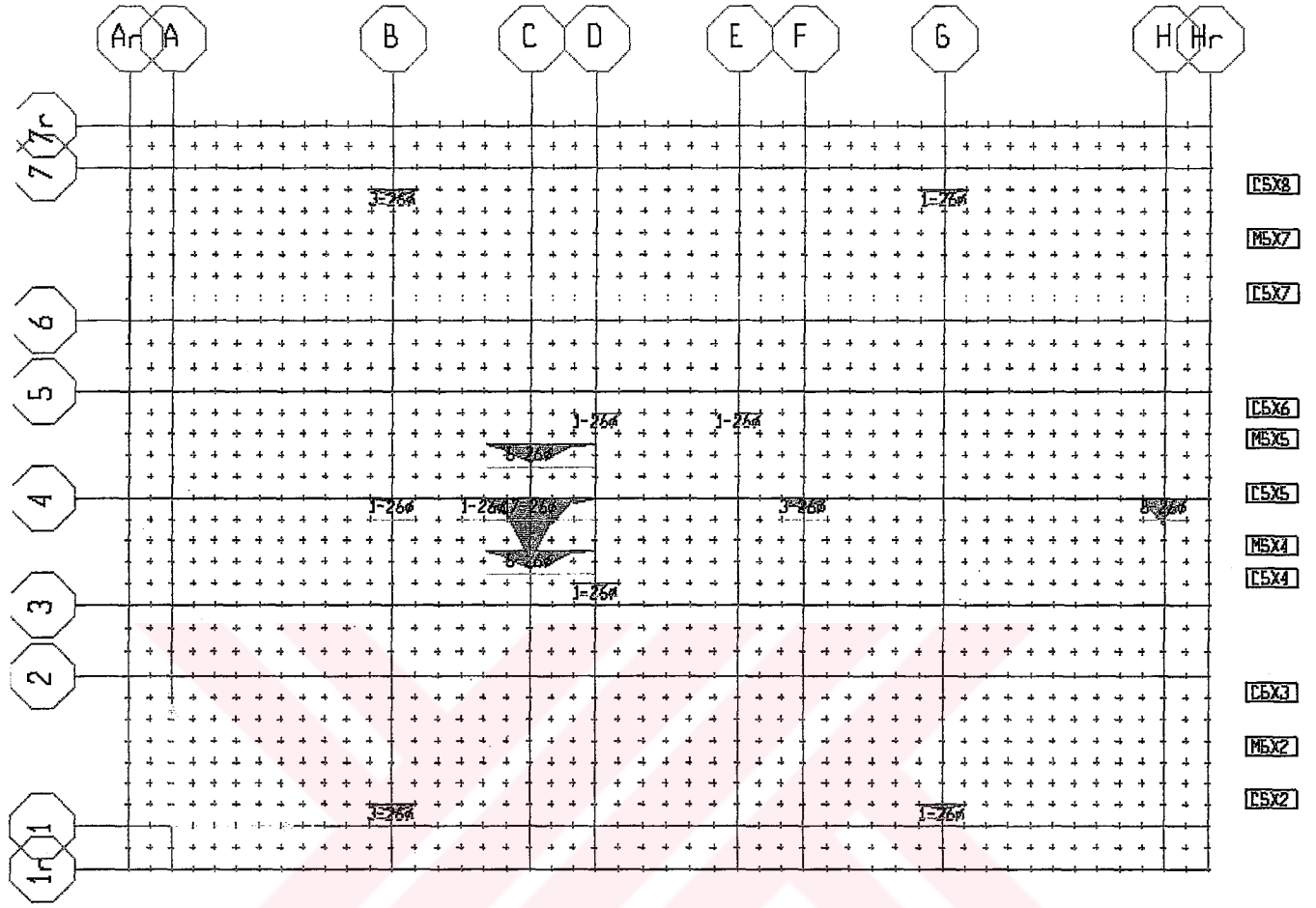
denklem 6.1'de b olarak 100cm ve d olarak 80-5=75cm değerleri kullanıldı. Betonarme abakları kullanılarak BÇ-3 ve BS-25 için k_s değerleri okundu. k_s değeri denklem 6.2'de kullanılarak A_{sg} değerleri bulundu. Mevcut donatılarda da aynı işlem tekrarlanarak mevcut donatı alanları saptandı.

$$A_{sg} = k_s \times M / d \quad (6.2)$$

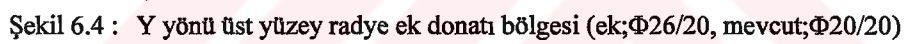
gerekli donatı alanının mevcut donatı alanından fazla olduğu yerlerde el donatılar konuldu. X yönü üst yüzey radye ek donatı bölgeleri Şekil6.2'de, X yönü alt yüzey radye ek donatı bölgeleri Şekil6.3'de, Y yönü üst yüzey radye ek donatı bölgeleri Şekil6.4'de, y yönü alt yüzey radye ek donatı bölgeleri Şekil6.5'de sunulmuştur.

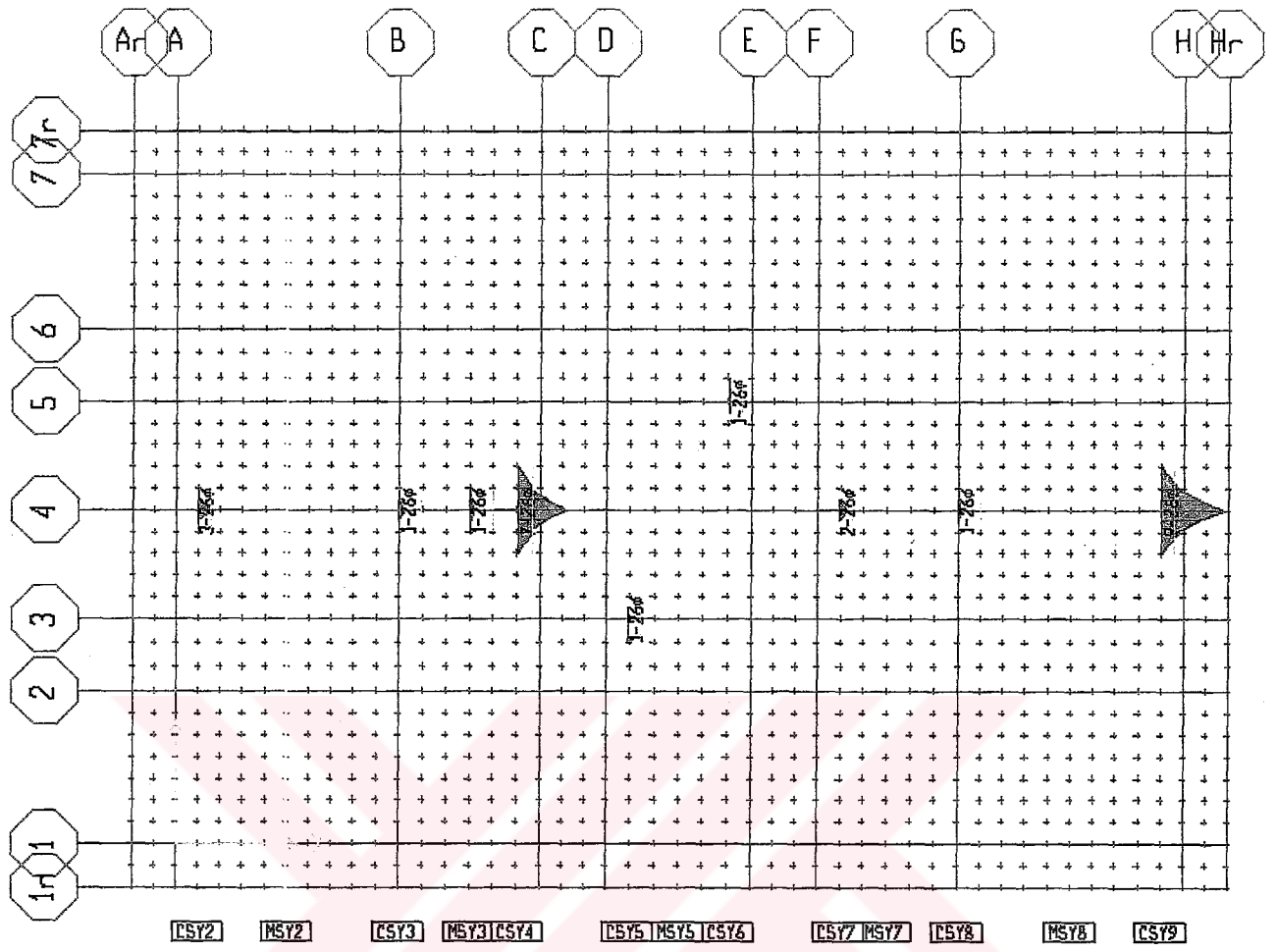


Şekil 6.2 : X yönü üst yüzey radye ek donatı bölgesi (ek;Φ26/20, mevcut;Φ20/20)



Şekil 6.3 : X yönü alt yüzey radye ek donatı bölgesi (ek;Φ26/20, mevcut;Φ26/20)





Şekil 6.5 : Y yönü alt yüzey radye ek donatı bölgesi (ek;Φ26/20, mevcut;Φ26/20)

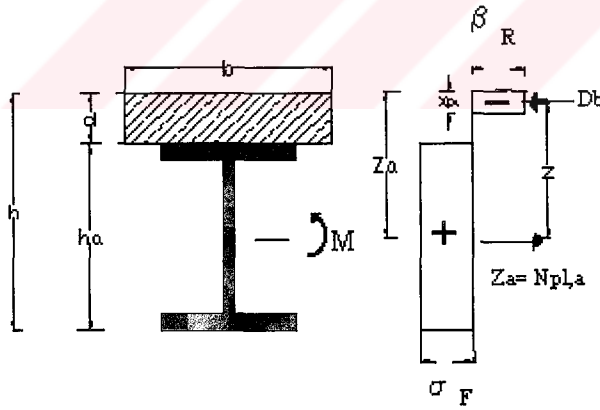
7. MUKAVEMET HESAPLARI

Tali kirişlerin, kolonların, basit bağlı kirişlerin, rijit bağlı kirişlerin ve çaprazların mukavemet dayanımları bu kısımda incelenmiştir [1,6,7].

7.1 Tali Kirişlerin Mukavemet Hesabı:

7.1.1 Kompozit Kiriş Hesabı: Projede kompozit kiriş olarak seçilen kesitler tarafsız eksenin beton başlıktan geçmesi durumu için incelenmiş, sağlamaması üzerine tarafsız eksenin çelik başlıktan geçmesi durumu ele alınmıştır. Burada inceleme tüm tahkiklerde taşıma gücü yöntemine göre yapılmıştır ve “Eurocode 3- Çelik Yapıların Tasarımı” yönetmeliğine göre hesaplanmıştır.

Tarafsız eksenin beton başlıktan geçmesi – Beton basınç bölgesinde: Bununla ilgili görünüm Şekil 7.1’de sunulmuştur.



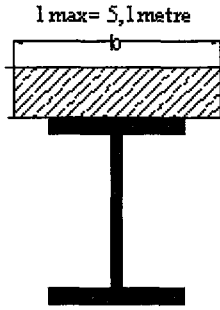
Şekil 7.1 : Tarafsız eksenin beton başlıktan geçmesi halinde M_{pl} plastik momentinin hesabı

Kompozit kiriş hesabında alınan yükler aşağıda değerleri ile beraber belirtilmiştir.

Kaplama+Asma tavan yükü	0,150t/m ²
Bölme duvar yükü	0,150t/m ²
Betonarme döşeme yükü(BS-25)	0,300t/m ²
Hareketli yük	0,200t/m ²
Trapezoidal sac levha yükü	0,015t/m ²

Kiriş yükü	$0,030t/m^2$
Toplam birim alana etkiyen yük(p)	$0,845t/m^2$

Çalışan efektif tabla genişliği olan b_{eff} için Türkiye’de kompozit(karma)yapı elemanlarına ilişkin bir yönetmelik bulunmadığından b değeri için 1 kiriş açıklığı olmak üzere $l/5$ değerinin kullanılması güvenli bir yaklaşım olacaktır. Şekil 7.2 kompozit kiriş hesabında kullanılan en elverişsiz durumu göstermektedir.



Şekil 7.2: Kompozit kiriş hesabında kullanılan en elverişsiz durum

b_{mevcut} ile tanımlanan mevcut dizayn için bulunan karma kiriş aralıklarıdır.

$$b_{mevcut} = 1,20\text{metre} \Rightarrow b_{eff} = b_{min} = l/5 = 1,02\text{metre}$$

$$b = l/5 = 1,02\text{metre}$$

$$\text{Yük alanı} = b_{mevcut} = 1,20\text{metre}$$

Buna göre kompozit kirişe etkiyen birim boy yüklemesi G ve Q için:

$$g_{\text{ç}} = b_{mevcut} \cdot g = 1,20 \cdot 0,645 = 0,774t/m$$

$$q_{\text{ç}} = b_{mevcut} \cdot q = 1,20 \cdot 0,200 = 0,240t/m$$

Dizayn sırasında çelik kiriş profili olarak HE140-B seçilmiş ve kullanılmıştır. Bu profilin enkesit alanı $A_a = 43\text{cm}^2$ veya 4300mm^2 ’dir. St-52 sınıfı çelik kullanılmıştı ve St-52 için akma sınırı $\sigma_F = 3600\text{kg/cm}^2$ yada 360N/mm^2 ’dir. Ancak Eurocode 3 yönetmeliğinde bu değer taşıma gücü yöntemi için 1,1 katsayısına bölünerek kullanılır. Sonuç olarak hesaba giren akma gerilmesi değeri $\sigma_F = 3273\text{kg/cm}^2$.

$$P' = (1,35 \times 0,774) + (1,5 \times 0,240) = 14,05\text{kN / m}$$

$$M_{max} = \frac{1,405 \times 5,10^2}{8} = 45,7\text{kNm}$$

Kesitin biçiminden dolayı yukarda tanımlanan simgelerin aldığı değerler altta verilmiştir.

$$d = 12\text{cm}$$

$$e = 4\text{cm}$$

$$d-e = 8\text{cm}$$

Beton olarak BS 25 kullanılmıştır. BS 25 için $f_{cd}=17\text{N/mm}^2$ dir.

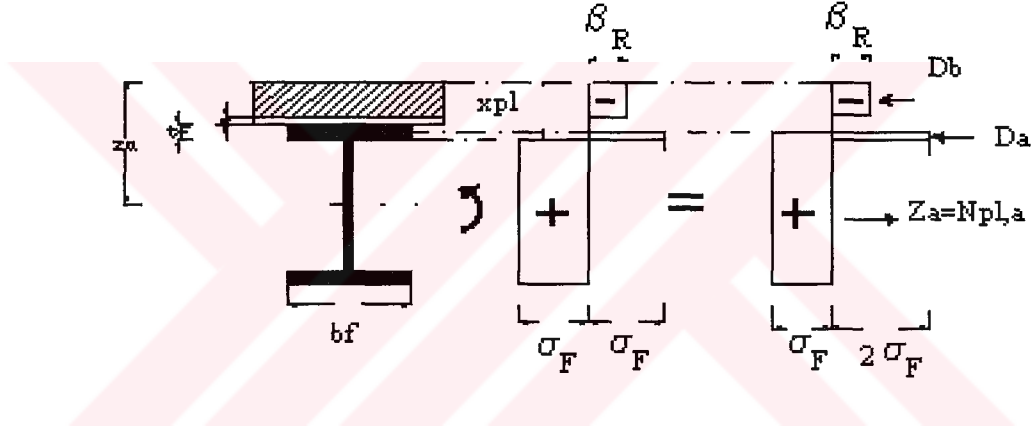
$$\beta_R = 0,85 \cdot 17 = 14,45\text{N/mm}^2$$

$$x_{pl} = \frac{3273 \times 42}{102 \times 144,5} = 9,32\text{cm}$$

$$\frac{x_{pl}}{d} = \frac{9,32}{12} = 0,78 > 1 - \frac{e}{d} = 1 - \frac{4}{12} = 0,667$$

koşulunun sağlanmadığı görülüyor. Dolayısıyla tarafsız eksen bu durumda beton başlıktan geçmemekte. Bu koşulun sağlanmaması üzerine ikinci durum olan tarafsız eksenin çelik başlıktan geçmesi durumu incelenecektir.

Tarafsız eksenin çelik kiriş başlığından geçmesi – Beton basınç bölgesinde: Altta Şekil 7.3’de bu durumda meydana gelen yükleme durumu gösterilmektedir. Burada tarafsız eksen çelik başlıktan geçmektedir.



Şekil 7.3 : Tarafsız eksenin çelik kiriş başlığından geçmesi halinde M_{pl} plastik momentinin hesabı

$$D_b = 102 \times 8 \times 144,5 = 117912\text{kg} = 1179,1\text{kN}$$

Z_a değeri $A_a \cdot \sigma_F$ olduğundan

$$Z_a = 3273 \times 43 = 140739\text{kg} = 1408\text{kN}$$

$$x_{pl} = 12 + \frac{140,8 - (8 \times 102 \times 0,1445)}{2 \times 14 \times 3,273} = 12,249\text{cm}$$

$$12 \leq 12,249 \leq 13,2$$

sağlandığı görülür. Gerçektende tarafsız eksen çelik kiriş başlığı içinde kalmakta.

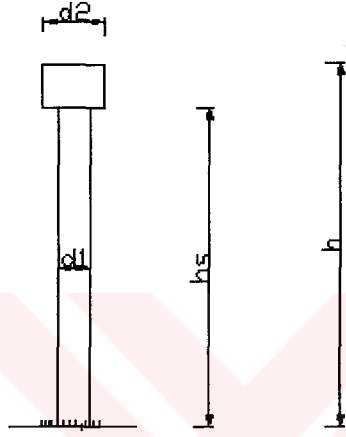
$$D_a = 2 \times 14 \times 3273 \times (12,249 - 12) = 22819\text{kg} = 228,19\text{kN}$$

kullanılan HE140-B profili çift simetriye sahip olduğundan dolayı plastikleşme momentinin değeri:

$$M_{pl} = \left[43 \times 3,273 \times \left(\frac{0,14 + 0,12 + 0,04}{2} \right) \right] - 22,819 \times \left(\frac{0,1225 + 0,04}{2} \right) = 262,9 \text{ kNm}$$

Bu değer kompozit kirişe etkiyen $M_{\max} = 45,7 \text{ kNm}$ değerinden daha büyük olduğu için seçilen kesit yeterlidir.

Kayma kamalarının hesabı: Şekil 7.4'te bulon kamalar ve geometrik özellikleri verilmiştir.



Şekil 7.4 : Bulon kamalar ve boyutları

BS25 E_b değeri 302500 kg/cm^2 dir. α hesabında ara değerler lineer interpolasyon yapılarak hesaplandı. Şekil 7.4'te kamaların kiriş boyunca görünümü verilmiştir. Projede kullanılan büyüklükler ise:

$$e = 4 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$d_1 = 19,05 \text{ mm} = 1,905 \text{ cm}$$

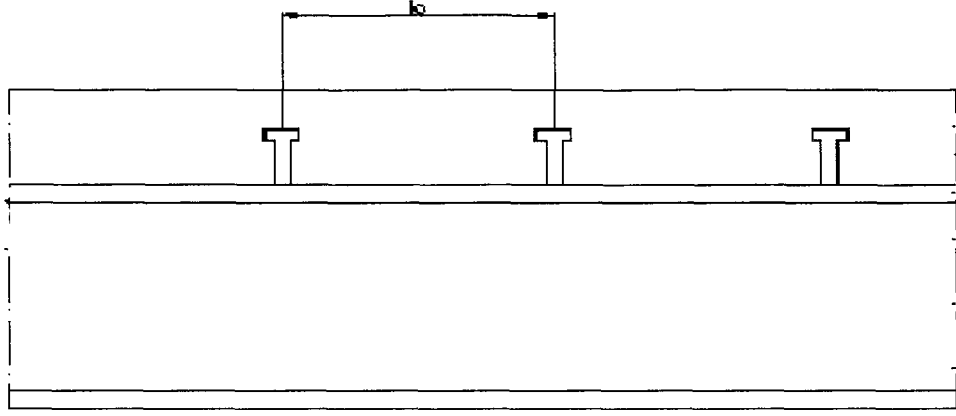
$$\sigma_F = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$\beta_R = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$h/d_1 \geq 4,2. \Rightarrow \alpha = 1.0 \text{ cm}$$

Şekil 7.5'te kamaların kiriş boyunca(boyuna) görünümü sunulmuştur:



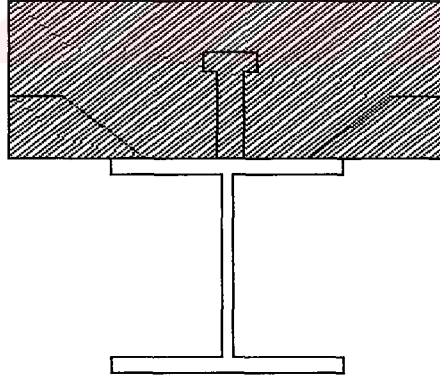
Şekil 7.5 : Kamaların kiriş boyunca(boyuna) görünümü

Beton kalitesine bağlı olarak kamaların kayma kuvveti taşıma kapasiteleri bulunur. Buna göre döşeme betonu kalitesi B300(BS25) ve kama çapı $d_1 = 19,05\text{mm}$ ve $h/d_1 \geq 4,2$ oranları için bu değer ilgili tablolarda 7860kg ile 9900kg arasında okundu. Yaklaşık olarak 8880kg değeri hesapta kullanıldı. β_R değeri ise 300kg/cm^2 olarak alındı.

$$\max D_s = 1 \times 0,25 \times 1,905^2 \times \sqrt{302500 \times 300} = 8642,77\text{kg}$$

$$\max D_s \leq 0,55 \times 1,905^2 \times 3500 = 6985\text{kg}$$

bulunur. Bunlardan değerce küçük olan 6985kg kullanıldı. Altta Şekil 7.6'da kamaların kiriş enkesitinde görünümü sunulmuştur:



Şekil 7.6 : Kamaların kiriş enkesitinde (enine) görünümü

$$D_b = 0,300 \times 102 \times 8 = 244,8\text{t}$$

$$n_{pl} = \frac{244,8}{6,985} = 35,05 \Rightarrow 36 \text{ a det kama}$$

$$g_{ern} = 35,05 \times \frac{4,57}{26,29} = 6,09 = 7 \text{ a det kama}$$

bu hesaplar sonucunda kullanılacak kama sayısı olarak 36 adet bulundu. Bu kamaların gereken koşulları sağlayıp sağlamadıkları incelenirse: Yukarıda verilen kama koşullarından h yüksekliği 8cm alındığından dolayı $h_s > 50\text{mm}$ koşulu sağlanmaktadır. $d_1/t_f < 4$ koşulunda $1,905/1,2 = 1,587 < 4$ olduğundan sağlanır. Kamaların tek sıra olarak mı yoksa çift sıra olarak mı konulacağı araştırmasına geçilir. Kamaların çift sıra olarak konulması için gereken minimum çelik kiriş başlık genişliği:

$$2 \times 50 + 4d_1 = 100 + 4 \times 1,905 = 17,62\text{cm}$$

ancak kompozit kiriş dizaynında kullanılan HE140-B kirişinin üst başlık genişliği 14cm'dir. Bu nedenle kamalar tek sıra halinde yerleştirileceklerdir. Kirişlerin boyu 510cm olduğundan ve kamaların düzgün aralıklarla konulması durumunda 37 adet aralık oluşacağından dolayı kamaların boyuna aralıkları(b) değeri:

$$b = 510/37 = 13,78\text{cm}$$

olarak hesaplanır. Bulunana bu değer boyuna kama aralıkları sınırlandırmalarına uyup uymadığının araştırılması gerekir. Buna göre bulunan değerler

$$5d_1 = 9,525\text{cm} \leq b = 13,78\text{cm} \leq 60\text{cm}$$

kurallarına uygun çıkmaktadır. Kamalar bu en uzun kompozit kirişte enine doğrultuda tek sıra olarak ve boyuna doğrultuda 13,78cm düzgün aralıklarla toplam olarak 36 adet konulacaktır. En elverişsiz kompozit kiriş incelendiğinden diğer kompozit kirişlerde kama sayısı kiriş boyuyla doğru orantılı olarak azalacaktır.

Kompozit kirişte sehim kontrolü:

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{8,45 \times 510^4}{2,1 \times 10^6 \times 1509} = 2,35\text{cm} > \frac{510}{250} = 2,05\text{cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{2,00 \times 510^4}{2,1 \times 10^6 \times 1509} = 0,485\text{cm} < \frac{510}{300} = 1,70\text{cm}$$

Kontrolde $\delta_{\max}$ sehim limit durumdan fazla çıkmaktadır. Burada kesitin büyütülmesi yerine ters sehim verilmesine karar verilmiştir. Ters sehim değeri $\delta_0 = 1\text{cm}$ alınmıştır.

Bu durumda :

$$2,35 + 0,485 - 1,0 = 1,835\text{cm} < 510/250 = 2,05\text{cm}$$

sehim sınır durum içerisinde kalmaktadır.

HE 140-B kirişinin enkesit sınıfının saptanması:

$$d/t_w = 92/7 = 13,14 < 72 \times 0,81 = 58,32$$

$$c/t_f = 75/12 = 6,25 < 10 \times 0,81 = 8,1$$

Tüm enkesit sınıf 1'e aittir.

Kesme kontrolü:

$$V_{sd} = 14,05 \times 5,1/2 = 35,83 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times 14 \times 0,7 = 10,192 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{10,192 \times 35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 189,90 \text{ kN}$$

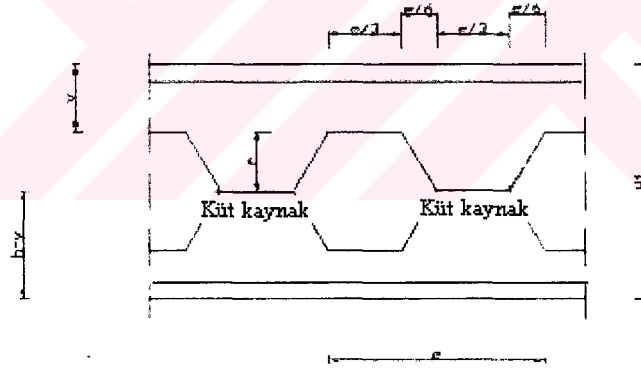
$0,5V_{pl,Rd} = 94,95 \text{ kN} > V_{sd} = 35,83 \text{ kN}$ olduğundan dolayı kiriş boyunca hiçbir enkesitte momentin indirgenmesine gerek bulunmamaktadır. Moment dayanımı incelenirse:

$$M_{sd} = 4570 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{245,4 \times 35,5}{1,1} = 7919,79 \text{ kNcm} > M_{sd} = 4570 \text{ kNcm}$$

7.1.2 Kompozit petek kiriş hesabı: Sistemin dizaynı kompozit kiriş çözümüne göre yapılmıştır. Ancak bu kısımda da alternatif bir yöntem olan kompozit petek kiriş çözümü incelenecektir. Yalnız burada kullanılan çelik St-37'dir. Sonuçlar sadece karşılaştırma açısından incelenecek sistemin dizaynında kullanılmayacaktır.

Şekil 7.7'de tipik bir ara levhasız petek kirişin üzerinde mesafeler gösterilmiştir.



Şekil 7.7 : Petek kiriş üzerinde kullanılan büyüklüklerin gösterilmesi

Kompozit kiriş olmadan önce kesit yeterliliğine bakılırsa etkiyen yükler aşağı kısımda belirtilmişlerdir:

Kaplama+Asma tavan yükü	0,150t/m ²
Bölme duvar yükü	0,150t/m ²
Betonarme döşeme yükü(BS-25)	0,300t/m ²
Hareketli yük	0,200t/m ²
Trapezoidal sac levha yükü	0,015t/m ²
<u>Kiriş ağırlığı(çizgisel)</u>	<u>G=0,030t/m</u>
Toplam birim alana etkiyen yük(p)	0,815t/m ²

Birim boya etkiyen hareketli yük:

$$Q = 0,200 \cdot 1,20 = 0,240 \text{ t/m}$$

Birim boya etkiyen sabit yük ise:

$$G = 0,615 \cdot 1,20 + 0,030 = 0,768 \text{ t/m}$$

Bulduğumuz bu değerleri artırmamız durumunda:

$$P' = (1,35 \times 0,768) + (1,5 \times 0,240) = 1,397 \text{ t/m}$$

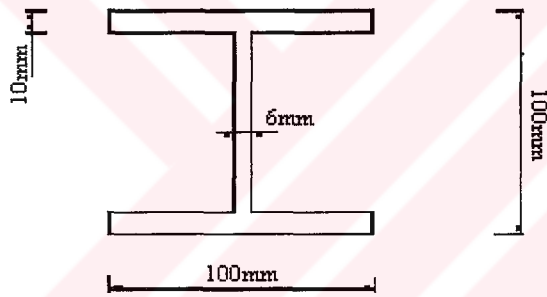
Etkiyen momenti hesaplarsak:

$$M_{\max} = \frac{1,397 \times 5,1^2}{8} = 4,54 \text{ tm} = 454 \text{ tcm}$$

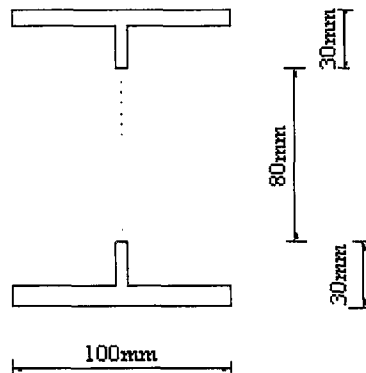
Kesme kuvveti değeri :

$$T_{\max} = \frac{1,397 \times 5,1}{2} = 3,56 \text{ t}$$

Seçilen kesit HE100-B'dir. Şekil 7.8 ve Şekil 7.9'da bu kesitin geometrik özellikleri gösterilmiştir:



Şekil 7.8 : HE100-B profilinin geometrik özellikleri



Şekil 7.9: HE100-B profilinin kesim uygulandıktan sonra petek kiriş halinin geometrik özellikleri

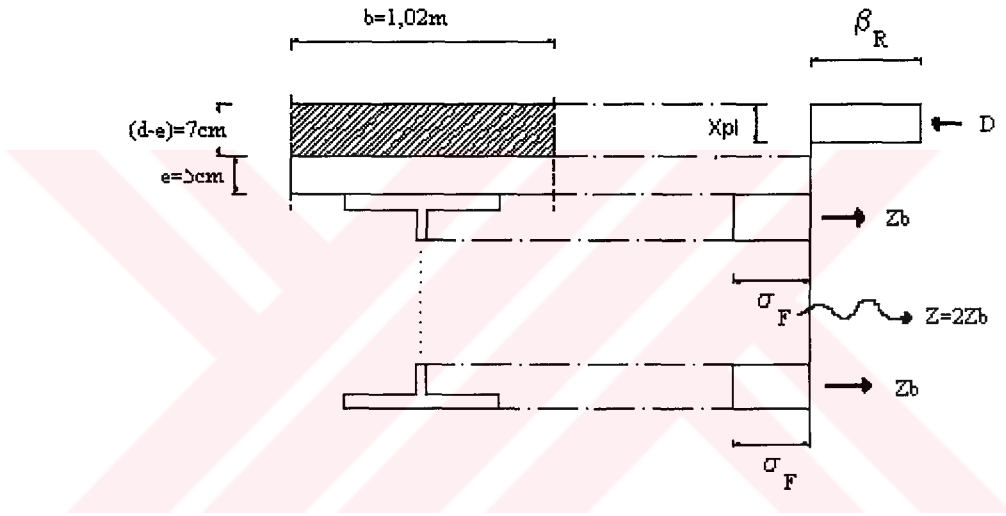
Kesit olarak HE100-B profili seçilmiştir. Burada v değerini 0,30h alırsak v değeri 30mm bulunur. H1 değeri ise 140mm bulunur. Kesim sonrasında petek kiriş formunu aldıktan sonra profilin başlık alanı :

$$F_b = 10,0 \cdot 1,0 + 0,6 \cdot 2,0 = 11,2 \text{ cm}^2$$

bulunur. Petek kirişin toplam başlık enkesit alanını tanımlayan $\sum F$ ise F_b değerinin iki ile çarpılması ile hesaplanır:

$$\sum F = 2 \cdot F_b = 2 \cdot 11,2 = 22,4 \text{ cm}^2$$

daha sonra kompozit olarak hesaplanacak olan petek kirişin enkesitine gelen yüklerin tanımlanması gerekir. Şekil 7.10'da kompozit petek kiriş enkesitine gelen yükler sunulmuştur:



Şekil 7.10 : Kompozit petek kiriş enkesitine gelen yüklerin gösterimi

$$\beta_R = \beta_{WN} = 0,85 \times f_{cd} = 17 \times 0,85 = 14,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_F = 2400 / 1,1 = 2181,82 \text{ N/cm}^2$$

$$Z = 22,4 \times 2181,82 = 48895,17 \text{ kg} = 489,0 \text{ kN}$$

$$D = 14,45 \times 1020 \times x_{pl} = 488952 \text{ N}$$

$$x_{pl} = 33,17 \text{ mm} \cong 3,32 \text{ cm} < (d - e) = 7 \text{ cm}$$

Yukarıdaki hesapta gösterildiği gibi tarafsız eksen beton başlık içerisinde kalmaktadır. Bu aşamada plastikleşme momenti hesabına geçilir. Kesme kuvvetinin etkisi de bu incelemede hesaba katılacaktır.

$$Q_{pl} = s \times h_s \times \frac{\sigma_F}{\sqrt{3}} = 0,58 \times s \times h_s \times \sigma_F = 0,58 \times 6 \times 126,78 \times 218,2 = 96269 \text{ N}$$

$$Q_{pl} = 9,63 \text{ t}$$

$$q^- = \frac{Q}{Q_{pl}} = 0,369$$

bulunan değerler kullanılarak indirgenmiş akma gerilmesinin hesaplanması:

$$\sigma_M = 218,2 \times \sqrt{1 - 0,369^2} = 202,80 \text{ N/mm}^2$$

gövdede akma koşulu incelemesi:

$$\tau = \frac{Q}{\Sigma F} = \frac{3560}{22,4} = 158,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_M^2 + 3 \times \tau^2 = 2028^2 + 3 \times 159^2 = 4188627 \leq \sigma_F^2 = 2182^2 = 4760330$$

$$Z = 202,8 \times 2240 = 454272 \text{ N}$$

$$Z = 454272 \text{ N} = D = 14,45 \times 1020 \times x_{pl}$$

$$x_{pl} = 3,08 \text{ cm} < (d - e) = 7 \text{ cm}$$

bulunan değerler kullanılarak plastik moment hesaplanır.

$$M_{pl} = Z(\text{veya } D) \times \left(\frac{H}{2} + (12 - 3,08) \right) = 723,20 \text{ tcm} = 7,23 \text{ tm}$$

$$\frac{M_{\max}}{M_{pl}} = \frac{4,54}{7,23} = 0,63 < 1$$

sonuç olarak seçtiğimiz St-37 cinsi çelikten HE100-B profilli kirişten oluşturulan kompozit petek kiriş tarafsız eksen beton başlıktan geçecek biçimde ve plastikleşme momentine ulaşmadan etkiyen maksimum eğilme momentini karşılayacak biçimde hesaplanmıştır.

Kompozit petek kirişi, kompozit kirişle karşılaştırsak kompozit petek kirişin yüksekliğinin daha fazla olmasından dolayı plastikleşme momenti daha büyük değerde çıkıyor ve kompozit kirişe göre daha küçük profil seçilmesi olanağı ortaya çıkıyor. Dizayn kompozit kirişe göre yapılmıştır. Kompozit petek kiriş çözümlemesi sadece kompozit kirişle karşılaştırma meydana getirmesi açısından burada hesaplanmıştır.

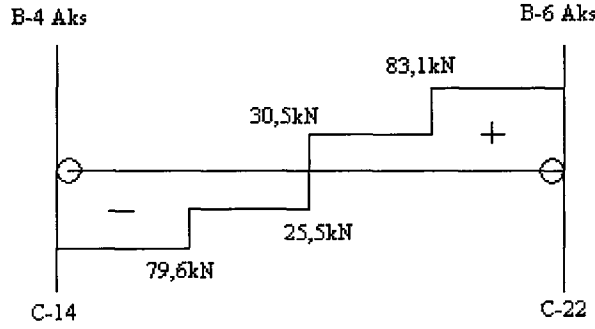
7.2 Kolona Basit Bağlı Kat Kirişlerinde Mukavemet Hesabı:

Mukavemet dayanımlarının incelenmesinde bilgisayar verilerinin incelenmesi sonucunda en elverişsiz durumlar:

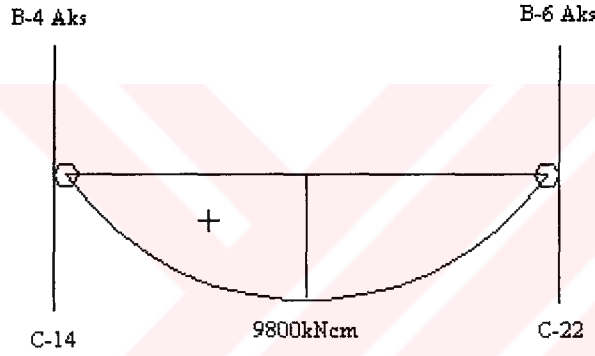
B-45 Kirişı (Kat 18- H2)

B-70 Kirişı (Kat 18- H2)

Şekil 7.11’de B-70 kirişinin kesme kuvveti diyagramı, Şekil 7.12’de B-71 kirişinin moment diyagramı sunulmuştur:



Şekil 7.11 : B-70 kirişinin H2 kombinasyonu için kesme kuvveti diyagramı



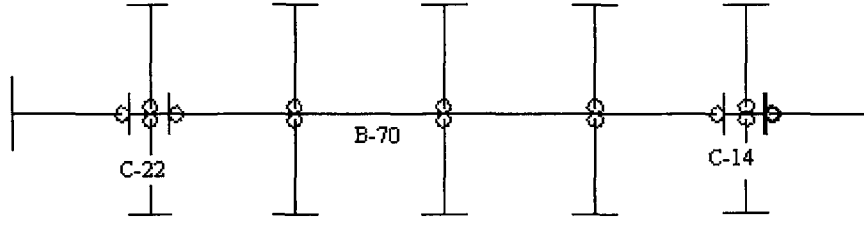
Şekil 7.12 : B-70 kirişinin H2 kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı

Kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramlarında en elverişsiz değerler:

$$M_{\max} = 9800 \text{ kNcm}$$

$$V_{\max} = 83,1 \text{ kN}$$

Basit bağlı kirişlerin enkesiti HE 200-B’dir. Enkesit özellikleri Bölüm 4’te sunulmuştur. Basit bağlı kirişlerin tamamında moment (+) değerdedir. Kirişin üst başlığı basınç, alt başlığı ise çekme kuvveti alır. Kiriş üst başlığı boyunun ¼’ünde tali kirişler tarafından tutulu olduğundan ve üzerinde betonarme döşeme nedeniyle basınç başlığında burkulma tahkiki yapılmasına gerek bulunmamaktadır. B-70 kirişinin plan görünümü Şekil 7.13’te sunulmuştur.



Şekil 7.13 : B-70 kirişinin plan görünüşü

HE 200-B kirişinin enkesit sınıfının tayini:

$$\text{Başlık kısmı: } 100/15 = 6,67 < 10 \cdot 0,81 = 8,1$$

$$\text{Gövde kısmı: } 13,4/0,9 = 14,9 < 72 \cdot 0,81 = 58,32$$

Tüm enkesit sınıfı 1'dir.

Kesme dayanımının kontrolü:

$$V_{sd} = 83,1 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times 20 \times 0,9 = 18,72 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{18,72 \times 35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 348,8 \text{ kN}$$

$0,5V_{pl,Rd} = 174,4 \text{ kN} > V_{sd} = 83,1 \text{ kN}$ olduğundan dolayı kiriş boyunca hiçbir enkesitte momentin indirgenmesine gerek bulunmamaktadır. Moment dayanımı incelenirse:

$$M_{sd} = 9880 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{642,5 \times 35,5}{1,1} = 20735 \text{ kNcm} > M_{sd} = 9880 \text{ kNcm}$$

Sehim kontrolü: Burada kullanılabilirlik durumu inceleneceği için artırılmamış yüklerle hesap yapılacaktır. Kompozit kiriş kısmında hesaplanan çizgisel yükler burada kullanılacaktır.

$$g_{\phi} = 7,74 \text{ kN/m}$$

$$q_{\phi} = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$P_{\phi} = 10,14 \text{ kN/m}$$

B-70 kirişine yük getiren tali kirişlerin boyu $(5,10 + 4,70)/2 = 4,90 \text{ m}$ 'dir. Burada tali kirişlerin mesnet tepkileri B-70 kirişine çizgisel yük olarak eklenecektir. HE 200-B kirişine etkiyen çizgisel yükler:

$$p_{\phi} = \frac{10,14 \times 3 \times 4,90}{4,125} = 36,14 \text{ kN/m}$$

$$g_{\varphi} = \frac{2,4 \times 3 \times 4,90}{4,125} = 8,55 \text{ kN/m}$$

Sehim değerleri hesaplanırsa:

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{3,614 \times 412,5^4}{2,1 \times 10^6 \times 5696} = 1,139 \text{ cm} < \frac{412,5}{250} = 1,65 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{8,55 \times 412,5^4}{2,1 \times 10^6 \times 5696} = 0,27 \text{ cm} < \frac{412,5}{300} = 1,375 \text{ cm}$$

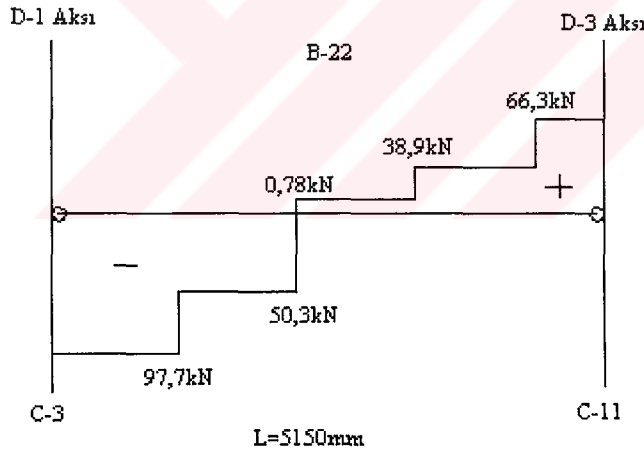
7.3 Kolona Rijit Bağlı Kat Kirişlerinde Mukavemet Hesabı:

Mukavemet dayanımlarının incelenmesinde bilgisayar verilerinin incelenmesi sonucunda en elverişsiz durumlar:

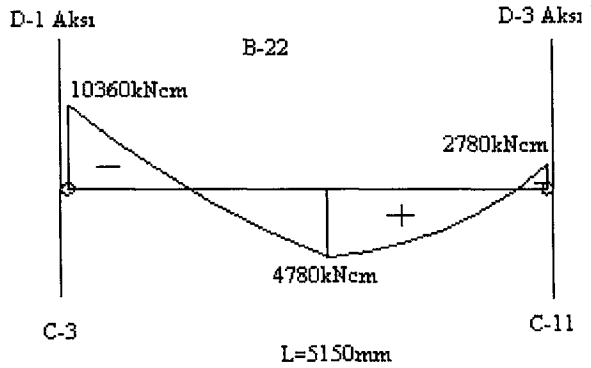
B-22 Kirişi (Kat 13- HWYE)

B-92 Kirişi (Kat 13- HWY)

Şekil 7.14'de B-22 kirişinin kesme kuvveti diyagramı, Şekil 7.15'de B-22 kirişinin moment diyagramı sunulmuştur:



Şekil 7.14 : B-22 kirişinin HWYE kombinasyonu için kesme kuvveti diyagramı



Şekil 7.15 : B-22 kirişinin HWYE kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı

Kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramlarında en elverişsiz değerler:

$$M_{\max} = 10360 \text{ kNcm}$$

$$V_{\max} = 97,7 \text{ kN}$$

HE 240-B kirişinin enkesit sınıfının tayini:

$$\text{Başlık kısmı: } 120/17 = 7,05 < 10 \cdot 0,81 = 8,1$$

$$\text{Gövde kısmı: } 164/10 = 16,4 < 72 \cdot 0,81 = 58,32$$

Tüm enkesit sınıfı 1'dir.

Kesme dayanımının kontrolü:

$$V_{sd} = 97,7 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times 24 \times 1,0 = 24,96 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{24,96 \times 35,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 465 \text{ kN}$$

$0,5V_{pl,Rd} = 232,5 \text{ kN} > V_{sd} = 97,7 \text{ kN}$ olduğundan dolayı kiriş boyunca hiçbir enkesitte momentin indirgenmesine gerek bulunmamaktadır. Moment dayanımı incelenirse:

$$M_{sd} = 10360 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1053 \times 35,5}{1,1} = 33983 \text{ kNcm} > M_{sd} = 10360 \text{ kNcm}$$

$$164/10 = 16,4 < 69 \times 0,81 = 55,89$$

gövdede kayma buruşması kontrolü yapılmasına gerek bulunmamaktadır.

Yanal burulmalı burkulma kontrolü: B-22 kirişi arada 3 noktada tali kirişler tarafından ve 1 noktada HE 200-B kirişi tarafından yanal doğrultuda tutulmaktadır. Kirişin toplam boyu 5,15 m olup tutulu noktalar arasındaki mesafe 1,13 metre ile 0,69 metre arasındadır. $k = k_w = 0,5$ ve $L_{LT} = 1,13 \text{ metre}$ alınması durumunda $l_{LT} = 1,13 \cdot 0,5 = 0,565 \text{ metre}$ olmaktadır. Ψ değerinin saptanması için sadece eksi moment bölgesi incelenecektir. Pozitif moment bölgesinde basınç başlığının üzerinde betonarme deşeme bulunduğu yanal doğrultuda tutuludur. Büyük moment 10360 kNcm ve küçük moment 1,13 metre mesafesinde okunan değer 890 kNcm'dir. Buna göre:

$$\psi = \frac{890}{10360} = 0,086 \rightarrow C_1 = 2,08$$

$$M_{cr} = \frac{2,08 \times \pi^2 \times 21000 \times 3923}{56,5^2} \times \sqrt{\frac{1^2 \times 486900 + 0,039 \times 56,5^2 \times 102,69}{3923}}$$

$$M_{cr} = 7180971 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 1053}{7180971}} = 5,51$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,4$$

$$\lambda_{LT1} = 5,51 / 76,4 = 0,072 < 0,4$$

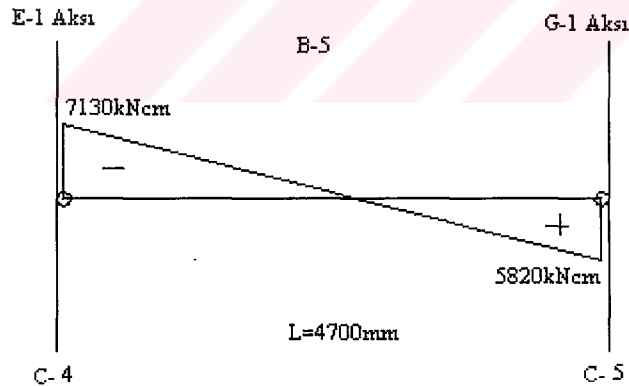
olduğundan yanal burulmalı burkulma kontrolünün yapılmasına gerek bulunmamaktadır.

Ancak maksimum kesit etkileri almayan buna karşın ara noktalarda yanal doğrultularda tutulmamış rijit bağlı kirişler bulunmaktadır. Bunların içinde en elverişsiz durumda bulunanda yanal burulmalı burkulma kontrolü yapılacaktır.

Yanal burulmalı burkulma kontrolü için en elverişsiz durumda bulunan rijit bağlı kiriş elemanında yanal burulmalı burkulma kontrolü: Bu inceleme için yanal doğrultuda tutulu olmayan noktalar arası mesafesi en fazla olan ve en fazla negatif momente maruz kiriş incelenecektir. Mukavemet dayanımlarının incelenmesinde bilgisayar verilerinin incelenmesi sonucunda en elverişsiz durum:

B-5 Kirişi (Kat 13- H1WXE) $M_{max} = 7130 \text{ kNcm}$

Şekil 7.16'da B-5 kirişinin H1WXE yükleme kombinasyonunda meydana gelen eğilme momenti diyagramı sunulmuştur:



Şekil 7.16 : B-5 kirişinin H1WXE kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı

Yanal burulmalı burkulma kontrolü: B-5 kirişi yanal doğrultuda tutulmamaktadır. Kirişin toplam boyu 4,7 m'dir. $k = k_w = 0,5$ ve $L_{LT} = 4,70 \text{ metre}$ alınması durumunda $l_{LT} = 0,5 \times 4,7 = 2,35 \text{ metre}$ olmaktadır.

$$\psi = \frac{5820}{7130} = -0,816 \rightarrow C_1 = 3,24$$

$$M_{cr} = \frac{3,14 \times \pi^2 \times 21000 \times 3923}{235^2} \times \sqrt{\frac{1^2 \times 486900 + 0,039 \times 235^2 \times 102,69}{3923}}$$

$$M_{cr} = 621098 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 1053}{621098}} = 18,75$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,4$$

$$\lambda_{LT1} = 18,75 / 76,4 = 0,245 < 0,4$$

olduğundan yanal burulmalı burkulma kontrolünün yapılmasına gerek bulunmamaktadır.

7.4 Kolonların Mukavemet Hesabı:

Bilgisayar analizlerinin incelenmesi sonucunda en elverişsiz yükleme durumu C13(4-A aks kesişiminde, zemin katta) kolonunda meydana gelmektedir. Burada kolon enkesiti HE 340-M'dir.

$$\max N = 5847,9 \text{ kN}$$

Enkesit sınıfının saptanması:

$$N_{sd} = 5847,9 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{315,8 \times 35,5}{1,1} = 10198,2 \text{ kN}$$

$$5847,9 / 10198,2 = 0,573$$

Başlık enkesit sınıfı: $30,9/8 = 3,86 < 10^{*},81 = 8,1 \rightarrow$ Enkesit sınıfı 1

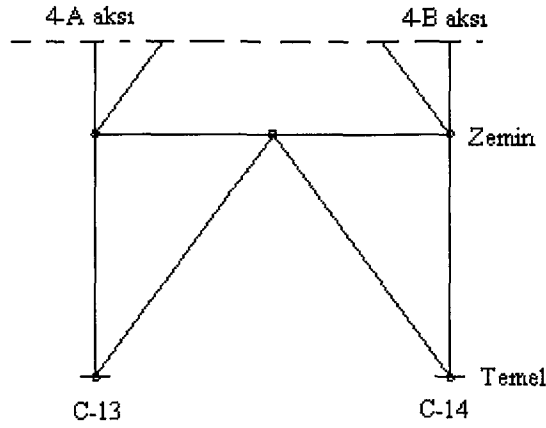
Gövde enkesit sınıfı : Gövde eğilme ve basınca maruz

$$\alpha = \frac{1}{2 \times 24,3 \times 2,1} \times (0,573 \times 316 + 24,3 \times 2,1) = 2,274 > 0,5$$

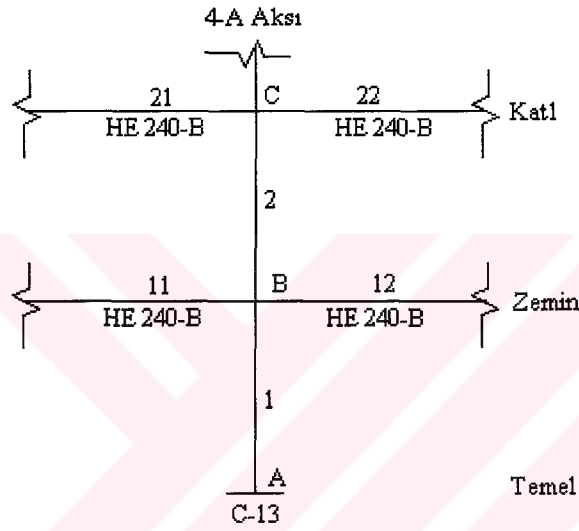
$$\frac{456 \times 0,81}{(13 \times 2,274) - 1} = 12,93 > \frac{24,3}{2,1} = 11,57 > \frac{396 \times 0,81}{(13 \times 2,274) - 1} = 11,23$$

Gövde enkesit sınıfı 2'ye aittir.

Çerçeve düzleminde burkulma boylarının saptanması: Şekil 7.17'de kuvvetli eksenin burkulma boyu (s_{ky}) düzlemi, Şekil 7.18'de zayıf eksenin burkulma boyu (s_{kz}) düzlemi sunulmuştur.



Şekil 7.17 : C-13 kolonunun kuvvetli eksen burkulma boyu(s_{ky}) düzlemi



Şekil 7.18 : C-13 kolonunun zayıf eksen burkulma boyu(s_{kz}) düzlemi

Kuvvetli eksen burkulma boyu $s_{ky} = l = 350\text{cm}$ ve $\beta = 1$.

Zayıf eksen burkulma boyunun hesaplanması: 11,12,21,22 ile gösterilen kirişler HE 240-B profilindendir ve boyları $L_{kiriş} = 412,5\text{cm}$, $I_y = 11260\text{cm}^4$. Bu değerlerden etkili kiriş rijitlik katsayıları hesaplanmıştır:

$$K_{11} = K_{12} = K_{21} = K_{22} = \frac{11260}{412,5} = 27,297 \cong 27,3$$

1,2 ile gösterilen kolonlar HE 340-M profilindendirler. Boyları $L_{kolon} = 350\text{cm}$ ve $I_z = 19710\text{cm}^4$. Bu değerlerden kolon rijitlik katsayıları hesaplanmıştır:

$$K_1 = K_2 = \frac{19710}{350} = 56,314$$

AB kolonunda dağıtma katsayıları:

$$\eta_A = 0(\text{ankastre})$$

$$\eta_B = \frac{56,314 + 56,314}{(56,314 \times 2) + (27,3 \times 2)} = 0,673$$

BC kolonunda dağıtma katsayıları:

$$\eta_B = \frac{56,314 + 56,314}{(56,314 \times 2) + (27,3 \times 2)} = 0,673$$

$$\eta_C = \frac{56,314 + 56,314}{(56,314 \times 2) + (27,3 \times 2)} = 0,673$$

AB kolonunun burkulma boyu (yanal doğrultuda öteleme yapıyor):

$$\frac{1}{L} = \left[\frac{1 - (0,2 \times 1 \times 0,673) - (0,12 \times 0,673 \times 0)}{1 - (0,8 \times 0,673) + 0} \right]^{1/2} = \sqrt{\frac{0,8654}{0,4616}} = 1,37 = k_z^{AB}$$

BC kolonunun burkulma boyu (yanal doğrultuda öteleme yapıyor):

$$\frac{1}{L} = \left[\frac{1 - (0,2 \times 2 \times 0,673) - (0,12 \times 0,673^2)}{1 - (0,8 \times 0,673 \times 2) + (0,6 \times 0,673^2)} \right]^{1/2} = \sqrt{\frac{0,675}{0,195}} = 1,86 = k_z^{BC}$$

Eğilmeli burkulma kontrolü:

AB kolonunda etkiyen kuvvetler(HWXE yük kombinasyonunda):

$$N_{sd} = 5847,9 \text{ kN}$$

$$M_{y, sd} = 2141 \text{ kNm}$$

$$M_{z, sd} = 0,0229 \text{ kNm}$$

λ_{y1} ve λ_{z1} değerleri:

$$s_{ky} = 350 \times 1 = 350 \text{ cm}$$

$$s_{kz} = 350 \times 1,37 = 479,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 350 / 15,55 = 22,51$$

$$\lambda_z = 479,5 / 7,90 = 60,696$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

$$\lambda_{y1} = 22,51 / 76,41 = 0,295$$

$$\lambda_{z1} = 60,696 / 76,41 = 0,794$$

Profil geometrisi:

$$\frac{h}{b} = \frac{377}{309} = 1,22 > 1,20$$

$$t_f = 40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

olduğundan y-y eksenine dik burkulmada a eğrisi, z-z eksenine dik burkulmada b eğrisi kullanılacaktır.

$$\lambda_{y1} = 0,295 \rightarrow (a) \rightarrow \chi_y = 0,9786$$

$$\lambda_{z1} = 0,794 \rightarrow (b) \rightarrow \chi_z = 0,7280$$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,7280$$

Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_y = k_z = 1,5$ alınmıştır. Eğilmeli burkulma kontrolü:

$$\frac{5847,9}{0,7280 \times 316 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,5 \times 2141}{4718 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,5 \times 0,0229}{1953 \times 35,5 / 1,1} = 0,809 \leq 1$$

Eğilmeli burkulma kontrolü:

BC kolonunda etkiyen kuvvetler(HWXE yük kombinasyonunda):

$$N_{sd} = 5329,9 \text{ kN}$$

$$M_{y, Sd} = 2399 \text{ kNm}$$

$$M_{z, Sd} = 0,787 \text{ kNm}$$

λ_{y1} ve λ_{z1} değerleri:

$$s_{ky} = 350 \times 1 = 350 \text{ cm}$$

$$s_{kz} = 350 \times 1,86 = 651 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 350 / 15,55 = 22,51$$

$$\lambda_z = 651 / 7,90 = 82,405$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

$$\lambda_{y1} = 22,51 / 76,41 = 0,295$$

$$\lambda_{z1} = 82,405 / 76,41 = 1,078$$

Profil geometrisi:

$$\frac{h}{b} = \frac{377}{309} = 1,22 > 1,20$$

$$t_f = 40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

olduğundan y-y eksenine dik burkulmada a eğrisi, z-z eksenine dik burkulmada b eğrisi kullanılacaktır.

$$\lambda_{y1} = 0,295 \rightarrow (a) \rightarrow \chi_y = 0,9786$$

$$\lambda_{z1} = 0,794 \rightarrow (b) \rightarrow \chi_z = 0,5488$$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,5488$$

Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_y = k_z = 1,5$ alınmıştır. Eğilmeli burkulma kontrolü:

$$\frac{5329,9}{0,5488 \times 316 \times 35,5/1,1} + \frac{1,5 \times 2399}{4718 \times 35,5/1,1} + \frac{1,5 \times 0,787}{1953 \times 35,5/1,1} = 0,976 \leq 1$$

Eğilmeli burulmalı burkulma kontrolü:

AB kolonunda (HWXE yük kombinasyonunda): $L_{LT} = 350\text{cm}$, $k = k_w = 0,75$ (uçları eksenlerine dik doğrultuda öteleme yapan çubuklar), $\psi = -1$, $C_1 = 3$ olarak alınmıştır.

$$l_{LT} = 0,75 \times 350 = 262,5\text{cm}$$

$$M_{cr} = \frac{3 \times \pi^2 \times 21000 \times 19710}{262,5^2} \times \sqrt{\frac{1^2 \times 5584000 + 0,039 \times 262,5^2 \times 1506}{19710}}$$

$$M_{cr} = 3931550\text{kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 4718}{3931550}} = 15,77$$

$$\lambda_{LT1} = 15,77 / 76,41 = 0,2064 \rightarrow (a) \rightarrow 0,9985 = \chi_{LT}$$

$\chi_z = 0,7280$ 'dir. Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_{LT} = 1,0$, $k_z = 1,5$ alınmıştır.

Eğilmeli burulmalı burkulma kontrolü:

$$\frac{5847,9}{0,7280 \times 316 \times 35,5/1,1} + \frac{1,0 \times 2141}{4718 \times 35,5 \times 0,9985/1,1} + \frac{1,5 \times 0,0229}{1953 \times 35,5/1,1} = 0,802 \leq 1$$

BC kolonunda (HWXE yük kombinasyonunda): $L_{LT} = 350\text{cm}$, $k = k_w = 0,75$ (uçları eksenlerine dik doğrultuda öteleme yapan çubuklar), $\psi = 0,387$, $C_1 = 1,5$ olarak alınmıştır.

$$l_{LT} = 0,75 \times 350 = 262,5\text{cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1,5 \times \pi^2 \times 21000 \times 19710}{262,5^2} \times \sqrt{\frac{1^2 \times 5584000 + 0,039 \times 262,5^2 \times 1506}{19710}}$$

$$M_{cr} = 1965775\text{kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 4718}{1965775}} = 22,30$$

$$\lambda_{LT1} = 22,30 / 76,41 = 0,292 \rightarrow (a) \rightarrow 0,9793 = \chi_{LT}$$

$\chi_z = 0,5488$ 'dir. Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_{LT} = 1,0$, $k_z = 1,5$ alınmıştır.

Eğilmeli burulmalı burkulma kontrolü:

$$\frac{5329,9}{0,5488 \times 316 \times 35,5/1,1} + \frac{1,0 \times 2399}{4718 \times 0,9793 \times 35,5/1,1} + \frac{1,5 \times 0,787}{1953 \times 35,5/1,1} = 0,968 \leq 1$$

7.5 Çaprazların Mukavemet Hesabı:

7.5.1 HE 180-B Çaprazlarının Mukavemet Hesabı: En çok zorlanan çapraz D1 çaprazıdır(B1-B2 aks kesişimleri arasında). Çapraz detaylarında, çaprazlar kendisini kolona bağlayan birleşim levhasının akma çizgisinin 20mm dışından bağlanmaktadır. Bu da çaprazın zayıf eksenini doğrultusunda elastik burkulmasını sağlamaktadır. Ayrıca zayıf eksenin burkulma boyunda %15'lik bir azalmaya neden olur. D1 çaprazının boyu 495cm'dir. Çaprazına etkiyen maksimum kuvvet:

$$N_{c,sd} = 676,06 \text{ kN} \quad (\text{D1-Zemin kat-HWYE})$$

$$s_{ky} = 495 \times 1 = 495 \text{ cm}$$

$$s_{kz} = 495 \times 0,85 = 421 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 495 / 7,66 = 64,621$$

$$\lambda_z = 421 / 4,57 = 92,12$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

$$\lambda_{y1} = 64,621 / 76,41 = 0,846$$

$$\lambda_{z1} = 92,12 / 76,41 = 1,206$$

HE 180-B enkesitinin sınıflandırılması:

$$\text{Gövdede: } 122/8,5 = 14,35 < 33 \times 0,81 = 26,73 \quad (\text{gövde enkesit sınıfı 1})$$

$$\text{Başlıkta: } 90/14 = 6,43 < 10 \times 0,81 = 8,1 \quad (\text{başlık enkesit sınıfı 1})$$

Tüm enkesit sınıfı 1

Profil geometrisi:

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1,00 < 1,20$$

$$t_f = 14 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

olduğundan y-y eksenine dik burkulmada b eğrisi, z-z eksenine dik burkulmada c eğrisi kullanılacaktır.

$$\lambda_{y1} = 0,846 \rightarrow (b) \rightarrow \chi_y = 0,6954$$

$$\lambda_{z1} = 1,206 \rightarrow (c) \rightarrow \chi_z = 0,4310$$

HE 180-B profilinin burkulma dayanımı:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,4310 \times 1 \times 65,25 \times 35,5}{1,1} = 907,59 \text{ kN} > N_{c,sd} = 676,06 \text{ kN}$$

Eğilmeli burkulma kontrolü:

D1 çaprazına etkiyen kuvvetler(HWYE yük kombinasyonunda):

$$N_{sd} = 676,06 \text{ kN}$$

$$M_{y, sd} = 150 \text{ kNcm}$$

$$M_{z, sd} = 0,0777 \text{ kNcm}$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0,4310$$

Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_y = k_z = 1,5$ alınmıştır. Eğilmeli burkulma kontrolü:

$$\frac{676,06}{0,4310 \times 65,25 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,5 \times 150}{481,4 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,5 \times 0,777}{231 \times 35,5 / 1,1} = 0,761 \leq 1$$

Eğilmeli burulmalı burkulma kontrolü:

D1 çaprazında (HWYE yük kombinasyonunda): $L_{LT} = 495 \text{ cm}$, $k = k_w = 1,0$, $\psi = 1$, $C_1 = 1$ olarak alınmıştır.

$$I_{LT} = 1 \times 495 = 495 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 21000 \times 1363}{495^2} \times \sqrt{\frac{1^2 \times 93750 + 0,039 \times 495^2 \times 42,16}{1363}}$$

$$M_{cr} = 22007 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 481,4}{22007}} = 67,34$$

$$\lambda_{LT1} = 67,34 / 76,41 = 0,8813 \rightarrow (a) \rightarrow 0,745 = \chi_{LT}$$

$\chi_z = 0,4310$ 'dur. Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_{LT} = 1,0$, $k_z = 1,5$ alınmıştır.

Eğilmeli burulmalı burkulma kontrolü:

$$\frac{676,06}{0,4310 \times 65,25 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,0 \times 150}{481,4 \times 35,5 \times 0,8813 / 1,1} + \frac{1,5 \times 0,777}{231 \times 35,5 / 1,1} = 0,7614 \leq 1$$

7.5.2 HE 140-B Çaprazlarının Mukavemet Hesabı: En çok zorlanan çapraz D3 çaprazıdır(B2-B2 aks kesişimleri arasında). Çapraz detaylarında, çaprazlar kendisini kolona bağlayan birleşim levhasının akma çizgisinin 20mm dışından bağlanmaktadır. Bu da çaprazın zayıf eksenini doğrultusunda elastik burkulmasını sağlamaktadır. Ayrıca zayıf eksenin burkulma boyunda %15'lik bir azalmaya neden olur. D3 çaprazının boyu 541cm'dir. Çaprazına etkiyen maksimum kuvvet:

$$N_{c, sd} = 229,55 \text{ kN} \quad (\text{D3-Kat12-H1WY})$$

$$s_{ky} = 541 \times 1 = 541 \text{ cm}$$

$$s_{kz} = 541 \times 0,85 = 459,85 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 541 / 5,93 = 91,23$$

$$\lambda_z = 459,85 / 3,58 = 128,45$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

$$\lambda_{y1} = 91,23 / 76,41 = 1,194$$

$$\lambda_{z1} = 128,45 / 76,41 = 1,6810$$

HE 140-B enkesitinin sınıflandırılması:

Gövdede: $92/7=13,14 < 33 \cdot 0,81=26,73$ (gövde enkesit sınıfı1)

Başlıkta: $70/12=5,83 < 10 \cdot 0,81= 8,1$ (başlık enkesit sınıfı1)

Tüm enkesit sınıfı1

Profil geometrisi:

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{140} = 1,00 < 1,20$$

$$t_f = 12\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

olduğundan y-y eksenine dik burkulmada b eğrisi, z-z eksenine dik burkulmada c eğrisi kullanılacaktır.

$$\lambda_{y1} = 1,194 \rightarrow (b) \rightarrow \chi_y = 0,4815$$

$$\lambda_{z1} = 1,6810 \rightarrow (c) \rightarrow \chi_z = 0,2627$$

HE 180-B profilinin burkulma dayanımı:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,2627 \times 1 \times 42,96 \times 35,5}{1,1} = 364,21\text{kN} > N_{c,sd} = 229,55\text{kN}$$

Eğilmeli burkulma kontrolü:

D3 çaprazına etkiyen kuvvetler(HWYE yük kombinasyonunda):

$$N_{sd} = 229,55\text{kN}$$

$$M_{y,Sd} = 127\text{kNcm}$$

$$M_{z,Sd} = 0,093\text{kNcm}$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0,2627$$

Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_y = k_z = 1,5$ alınmıştır. Eğilmeli burkulma kontrolü:

$$\frac{229,55}{0,2627 \times 42,96 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,5 \times 127}{245,4 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,5 \times 0,093}{119,8 \times 35,5 / 1,1} = 0,655 \leq 1$$

Eğilmeli burulmalı burkulma kontrolü:

D3 çaprazında (HWYE yük kombinasyonunda): $L_{LT} = 541 \text{ cm}$, $k = k_w = 1,0$, $\psi = 1$, $C_1 = 1$ olarak alınmıştır.

$$I_{LT} = 1 \times 541 = 541 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 21000 \times 549,7}{541^2} \times \sqrt{\frac{1^2 \times 22480 + 0,039 \times 541^2 \times 20,2}{549,7}}$$

$$M_{cr} = 8352,07 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 21000 \times 245,4}{8352,07}} = 78,04$$

$$\lambda_{LT1} = 78,04 / 76,41 = 1,0213 \rightarrow (a) \rightarrow 0,6508 = \chi_{LT}$$

$\chi_z = 0,2627$ 'dir. Hesapta kolaylık sağlamak amacıyla $k_{LT} = 1,0$, $k_z = 1,5$ alınmıştır.

Eğilmeli burulmalı burkulma kontrolü:

$$\frac{229,55}{0,2627 \times 42,96 \times 35,5 / 1,1} + \frac{1,0 \times 127}{245,4 \times 35,5 \times 0,651 / 1,1} + \frac{1,5 \times 0,093}{119,8 \times 35,5 / 1,1} = 0,655 \leq 1$$

8. EC-3 VE TS-648 ARASINDA KARŞILAŞTIRMA

8.1 TS-648 ile EC-3 Hesap Yöntemleri Arasındaki Temel Fark:

TS-648 yönetmeliğinde yapı elemanlarının boyutlandırılmasında emniyet faktörü ilkesi kullanılmaktadır [1,3,6]. Emniyet faktörü ilkesi olasılık teorisine dayalı yöntemlerden türetilmemiştir. Emniyet faktörü değerleri mühendislik deneyimleri ile saptanmıştır. Emniyet gerilmeleri çeliğin akma sınırı değerinin bir emniyet faktörüne bölünmesi ile belirlenir. Bu da göçmeye karşı gerçek güvenliği göstermemektedir. Çelik konstrüksiyon yapının hesabı emniyet faktörü ilkesine göre yapıldığından dolayı emniyet gerilmeleri orantılı sınır gerilmesinin altında kalmaktadır. Bu nedenle çelik lineer elastik malzeme karakteri göstermektedir. Çelik malzemenin elastik dayanımına göre boyutlandırma yapılır. Eurocode yönetmelikleri ise (Eurocode-3 dahil) kısmi güvenlik katsayılarını kullanmaktadır. Bu yöntemde dış yük ve yapısal mukavemet değişken boyutlandırma parametreleridir. Yük kombinasyonları yükler yükün istatistiksel yönden değerlendirilmesi sonucu aşırı yükleme hali de göz önüne alınarak oluşturulur. Dolayısı ile olasılık teorisine dayalı bir yöntemdir. Ayrıca mukavemet dayanımı da çelik malzemesinin kalitesinin istatistiksel özellikleri değerlendirilerek, çelik kalitesinden nominal değerlerden negatif yönde sapmalar da göz önünde tutularak belirlenen bir kısmi güvenlik katsayısı ile azaltılır. γ kısmi güvenlik katsayıları β güvenlik endeksine göre fraktil değerler kullanılarak belirlenir. Hesaplar çeliğin plastik malzeme karakteri davranışına göre yapılır. Çelik malzemenin plastik dayanımına göre boyutlandırma yapılır.

8.1.1 Sınır durumlara göre boyutlandırmada esas alınan kriterler: Eurocode-3 sınır durum yöntemi esas alınarak geliştirilmiştir. Sınır durum iki kısımda ayrılmıştır. Taşıma yükü sınır durumu ve kullanılabilirlik sınır durumu. Taşıma yükü sınır durumu emniyeti temel almaktadır. Bu durumda yapının veya yapı elemanlarının maksimum dayanımının belirli bir emniyet marjında kalarak maksimum etkilerden (kesit tesirleri, deformasyonlar vb.) fazla olması durumudur. Taşıma yükü sınır

durumuna göre kontrolde stabilite, dayanım, ikinci mertebe etkileri ve yorulma kontrol edilir.

Stabilite kontrolünde stabiliteyi sağlayan etkilerin, stabiliteyi bozan dizayn etkilerinden fazla olup olmadığı araştırılır. Bu inceleme yapı elemanlarının stabilitesinden ziyade tüm yapının stabilitesini inceler. Statik denge kontrolü yapılır. Burkulmayla ilgili olan yapı elemanlarının stabilitesi dayanım kısmında incelenir.

Dayanım kontrolünde etkilerin tasarım değerinin, dayanımın tasarım değerinin altında kalması incelenir. Bu incelemede enkesitin dayanımı, çubuk elemanların burulma ve burkulma dayanımları ve yapının mekanizma durumu araştırılır.(Dayanım; enkesit dayanımı, eleman dayanımı, birleşim dayanımı kontrolü ve münferit elemanlarda stabilite kontrolünü içerir.)

İkinci mertebe etkileri bu projede gerekli incelemeler sonucunda hesaba katılmamıştır. İkinci mertebe etkilerinin incelenmesinde yapının herhangi bir yerinde ikinci mertebe etkilerinden dolayı stabilitenin bozulup bozulmadığı kontrol edilir. Uygun analiz yöntemleri ve yük kombinasyonları seçilerek ikinci mertebe etkilerine göre kontrole gerek kalmaz. Ancak çok narin yapılarda ve yapı elemanlarında kontrol gereklidir.

Yorulma dayanımı kontrolü projede yapılmamıştır. Yorulma dayanımı kontrolünün amacı yorulmadan dolayı göçmenin meydana gelmesinin önlenmesidir. Özel durumlarda yapılır.(belirgin çevrimsel yüklemelerin etkimesi durumunda, ağır makineleri taşıyan yapılarda, önemli araç yüküne maruz alanlarda vb.)

Kullanılabilirlik sınır durumuna göre kontrolde normal kullanım koşulları altında sehimlerin belirli limitlerde kalıp kalmadığı incelenir. İncelemenin amacı kullanıcıların kendini rahatsız hissetmemesi ve rahatsız edici görünümünün oluşmamasıdır.

8.2 TS-648 ile EC-3 İçin Taşıyıcı Eleman Kesitlerinin Karşılaştırılması:

Yönetmelikleri karşılaştırmak için statik sistem taşıyıcı elemanlarının TS-648 için kesit gerilmelerinin emniyet gerilmelerine oranının 1'e en yakın değeri verecek biçimde yeniden boyutlandırılması ile statik sistem taşıyıcı elemanların EC-3 için kesit tesirlerinin mukavemet dayanımlarına oranının 1'e en yakın değeri verecek biçimde yeniden boyutlandırılması sonucu çıkan profil enkesitleri bulunmuştur. Enkesitlerin saptanmasında stabilite ve dayanım kontrolleri yapıldı. Kullanılabilirlik

sınır durumu her iki yönetmelik için de sadece basit bağlı kirişlerin ve tali kirişlerin sehimlerinin kontrolünde kullanıldı. Limit durumda titreşim incelenmeyip sadece sehim durumu ele alındı.

Hem TS-648, hem de EC-3’de sehim limit durumunu sağlayan en küçük enkesitler aynı çıktı. Tali kiriş profili HE 140-B, basit bağlı kiriş profili HE 200-B olarak bulundu. Ancak sehim hesapları gerçekte çok az durumda gerçeği yansıtır. Bunun başlıca nedenleri:

1. Gerçekte kirişe etkiyen yükler, tasarım yüklerinden oldukça farklıdır.
2. Kirişler gerçekte nadiren basit bağlı yada rijit bağlıdır. İkisi arasında bir bağlantı durumu gösterirler.
3. Çelik yapı elemanı hesapta etkisi ihmal edilen diğer bazı yapı elemanları tarafından rijitleştirilirler(duvar, döşeme gibi).

Bu sebeplerden dolayı TS-648 ile EC-3’ün sonuçlarını daha net değerlendirmek amacıyla sehim kontrolü yapılmadan sadece mukavemet dayanımlarına ve stabiliteye göre kirişler boyutlandırılmıştır.

8.2.1 EC-3 için bulunan sonuçlar: Kesit tesirlerinin mukavemet dayanımlarına oranının 1’e en yakın değeri verecek biçimde yeniden seçilen profiller Tablo 8.1’de sunulmuştur. Tablo 8.1’ de kullanılan Γ sembolü tanımlanan enkesit sınıfında bulunan en büyük kesit tesiri/mukavemet dayanımı oranını göstermektedir.

Tablo 8.1 : EC-3’e göre taşıyıcı elemanların kesit tesiri/mukavemet dayanımı oranları

Taşıyıcı Eleman	Profil Enkesiti	Kullanıldığı Yer	Γ
Kolonlar	HE 340-M	İlk beş katlık kısım	0,991
	HE 280-M	İkinci beş katlık kısım	0,919
	HE 240-M	Üçüncü beş katlık kısım	0,663
	HE 220-M	Dördüncü beş katlık kısım	0,499
Rijit bağlı kat kirişleri	HE 220-B	İlk on katta	0,354
	HE 200-B	Son on katta	0,439
Basit bağlı kat kirişleri	HE 160-B	Tüm katlarda	0,879
Çaprazlar	HE 180-B	İlk 12 katta	0,943
	HE 140-B	12-15 katları arasında	0,927
	HE 120-B	16-19 katları arasında	0,815
Tali kirişler	HE 120-B	Tüm katlarda	0,790

Tablo 8.2’de EC-3’e göre Tablo 8.1’de verilen kesitler kullanılarak yeniden boyutlandırılan binanın ABYYHY’ye göre görelî kat ötelemeleri kontrolü sunulmuştur. Y yönünde görelî kat ötelemeleri x yönünden daha düşük çıktığından burada incelenmemiştir.

Tablo 8.2 : EC-3 kesitlerine göre X yönünde $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ göreli kat ötelemeleri:

KAT	h_i (m)	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max} / h_i$ (m)
19	3,5	0,009039	0,00258269
18	3,5	0,009529	0,00272243
17	3,5	0,009897	0,00282771
16	3,5	0,010213	0,00291800
15	3,5	0,010282	0,00293769
14	3,5	0,010357	0,00295926
13	3,5	0,010474	0,00299250
12	3,5	0,010427	0,00297927
11	3,5	0,009813	0,00280381
10	3,5	0,009500	0,00271430
9	3,5	0,009095	0,00259867
8	3,5	0,008731	0,00249456
7	3,5	0,008236	0,00235306
6	3,5	0,007626	0,00217887
5	3,5	0,006903	0,00197231
4	3,5	0,006125	0,00174991
3	3,5	0,005400	0,00154273
2	3,5	0,004535	0,00129563
1	3,5	0,003574	0,00102109
Zemin	3,5	0,002152	0,00061482

$(\Delta_i)_{\max}/h_i$ maksimum değeri x yönünde oluşmaktadır ve değeri 0,00299 metredir.

Binanın R değeri 5'tir. Buna göre göreli kat ötelemesi kontrol edilmiştir:

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i = 0,00299\text{m} \leq 0,0035\text{m}$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i = 0,00299\text{m} \leq 0,02 / 5 = 0,004\text{m}$$

Rüzgar yüklemesinden dolayı meydana gelen göreli kat ötelemeleri ve maksimum diyafram yer değişimleri Tablo 8.3'te sunulmuştur. WY etkilerinin WX etkilerine göre küçük kalmasından dolayı sadece WX etkileri bu tabloda incelenmiştir.

Tablo 8.3 : EC-3 kesitleri için WX yüklemesinde oluşan $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ ve $(d_i)_{\max}$ değerleri:

Kat	Yükleme	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\max}$ (m)	Kat	Yükleme	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\max}$ (m)
Kat19	WX	0,00181	0,11674	Kat9	WX	0,00187	0,04728
Kat18	WX	0,00189	0,11039	Kat8	WX	0,00182	0,04072
Kat17	WX	0,00196	0,10376	Kat7	WX	0,00174	0,03435
Kat16	WX	0,00201	0,09692	Kat6	WX	0,00163	0,02827
Kat15	WX	0,00203	0,08987	Kat5	WX	0,00150	0,02256
Kat14	WX	0,00205	0,08276	Kat4	WX	0,00135	0,01732
Kat13	WX	0,00208	0,07558	Kat3	WX	0,00121	0,01260
Kat12	WX	0,00208	0,06830	Kat2	WX	0,00103	0,00838
Kat11	WX	0,00198	0,06101	Kat1	WX	0,00084	0,00476
Kat10	WX	0,00194	0,05406	Zemin	WX	0,00052	0,00183

Diyaframlarda meydana gelen maksimum yer değiştirme $f_{\max} X = (d_{19x})_{\max} = 11,674$ cm bulunmuştur. Bu değerin bina toplam yüksekliği olan 7000cm ile bölünmesi sonucunda bina yüksekliğine göre maksimum diyafram yer değişimi değeri şu hali alır. $f_{\max} X = H_n/599$. Bulunan bu değer $H_n/500$ değerinin altında kalmakta ve koşulu sağlamaktadır.

8.2.2 TS-648 için bulunan sonuçlar: Kesit gerilmelerinin emniyet gerilmelerine oranının 1'e en yakın değeri verecek biçimde yeniden seçilen profiller Tablo 8.4'te sunulmuştur. Tablo 8.4'te kullanılan Ψ sembolü tanımlanan enkesit sınıfında bulunan en büyük kesit gerilmeleri/emniyet gerilmeleri oranını göstermektedir.

Tablo 8.4 : TS-648'e göre taşıyıcı elemanların kesit gerilmeleri/emniyet gerilmeleri oranları

Taşıyıcı Eleman	Profil Enkesiti	Kullanıldığı Yer	Ψ
Kolonlar	HE 340-M	İlk beş katlık kısım	0,997
	HE 300-M	İkinci beş katlık kısım	0,844
	HE 260-M	Üçüncü beş katlık kısım	0,627
	HE 240-M	Dördüncü beş katlık kısım	0,505
Rijit bağlı kat kirişleri	HE 220-B	İlk on katta	0,422
	HE 200-B	Son on katta	0,512
Basit bağlı kat kirişleri	HE 160-B	Tüm katlarda	0,915
Çaprazlar	HE 200-B	İlk 10 katta	0,929
	HE 160-B	10-14 katları arasında	0,943
	HE 140-B	15-19 katları arasında	0,746
Tali kirişleri	HE 120-B	Tüm katlarda	0,684

Rüzgar yüklemesinden dolayı meydana gelen görelî kat ötelemeleri ve maksimum diyafram yer değişimleri Tablo 8.5'te sunulmuştur. WY etkilerinin WX etkilerine göre küçük kalmasından dolayı sadece WX etkileri bu tabloda incelenmiştir.

Tablo 8.5 : TS-648 kesitleri için WX yüklemesinde oluşan $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ ve $(d_i)_{\max}$ değerleri:

Kat	Yükleme	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\max}$ (m)	Kat	Yükleme	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(d_i)_{\max}$ (m)
Kat19	WX	0,00173	0,10337	Kat9	WX	0,00188	0,04404
Kat18	WX	0,00180	0,09802	Kat8	WX	0,00184	0,03827
Kat17	WX	0,00185	0,09247	Kat7	WX	0,00178	0,03261
Kat16	WX	0,00190	0,08677	Kat6	WX	0,00170	0,02713
Kat15	WX	0,00195	0,08091	Kat5	WX	0,00160	0,02188
Kat14	WX	0,00198	0,07492	Kat4	WX	0,00147	0,01695
Kat13	WX	0,00201	0,06883	Kat3	WX	0,00133	0,01242
Kat12	WX	0,00202	0,06264	Kat2	WX	0,00116	0,00833
Kat11	WX	0,00202	0,05642	Kat1	WX	0,00095	0,00478
Kat10	WX	0,00199	0,05018	Zemin	WX	0,00060	0,00185

Diyaframlarda meydana gelen maksimum yer değiştirme $f_{\max} X = (d_{19x})_{\max} = 10,337$ cm bulunmuştur. Bu değerin bina toplam yüksekliği olan 7000cm ile bölünmesi sonucunda bina yüksekliğine göre maksimum diyafram yer değişimi değeri şu hali

alır. $f_{\max} X = H_n/677$. Bulunan bu değer $H_n/500$ değerinin altında kalmakta ve koşulu sağlamaktadır.

Tablo 8.6'da EC-3'e göre Tablo 8.4'te verilen kesitler kullanılarak yeniden boyutlandırılan binanın ABYYHY'ye göre görelî kat ötelemeleri kontrolü sunulmuştur. Y yönünde görelî kat ötelemeleri x yönünden daha düşük çıktığından burada incelenmemiştir.

Tablo 8.6 : EC-3 kesitlerine göre X yönünde $(\Delta_i)_{\max}/h_i$ görelî kat ötelemeleri:

KAT	h_i (m)	$(\Delta_i)_{\max}$ (m)	$(\Delta_i)_{\max} / h_i$ (m)
19	3,5	0,00878	0,00251
18	3,5	0,00920	0,00263
17	3,5	0,00950	0,00271
16	3,5	0,00978	0,00279
15	3,5	0,01000	0,00286
14	3,5	0,00992	0,00283
13	3,5	0,00997	0,00285
12	3,5	0,00995	0,00284
11	3,5	0,00984	0,00281
10	3,5	0,00954	0,00273
9	3,5	0,00875	0,00250
8	3,5	0,00842	0,00241
7	3,5	0,00800	0,00229
6	3,5	0,00749	0,00214
5	3,5	0,00687	0,00196
4	3,5	0,00615	0,00176
3	3,5	0,00535	0,00153
2	3,5	0,00442	0,00126
1	3,5	0,00339	0,00097
Zemin	3,5	0,00197	0,00056

$(\Delta_i)_{\max}/h_i$ maksimum değeri x yönünde oluşmaktadır ve değeri 0,00285 metredir.

Binanın R değeri 5'tir. Buna göre görelî kat ötelemesi kontrol edilmiştir:

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i = 0,00285\text{m} \leq 0,0035\text{m}$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i = 0,00285\text{m} \leq 0,02 / 5 = 0,004\text{m}$$

8.3 Değerlendirme: Eurocode yönetmelikleri kısmî güvenlik katsayılarını kullanmaktadır. Bu da istatistiksel dağılıma dayanmasından ötürü TS-648'e oranla daha gerçekçi bir analiz imkanı tanımaktadır. Ayrıca taşıyıcı elemanların plastik dayanımları kullanılmaktadır. Malzemenin dayanımı daha gerçekçi ve daha verimli olarak ele alınmaktadır. Daha küçük kesitlerin seçimine imkan tanımaktadır. Böylece daha ekonomik olarak sistem tasarlanmaktadır. Eurocode daha fazla sayıda ve çeşitlilikte dizayn olanakları sunmaktadır. Özellikle taşıma gücü sınır durumu için

TS-648'e oranla daha ileri seviye analiz imkanları tanımaktadır. Tüm yapının stabilitesinin incelenmesinde ve taşıyıcı elemanların burkulmasının incelenmesinde çok daha hassas ve gerçekçi analiz olanakları sunmaktadır. Analiz olanaklarının çeşitliliği mühendise daha fazla esneklik imkanı tanırken dizayn aşamasında daha karmaşık analizleri talep etmektedir. Kullanılabilirlik sınır durumunda TS-648'e oranla daha fazla sehim toleransı tanımaktadır. Sonuç olarak yönetmeliğin daha kompleks olması ve daha gerçekçi bir analiz yaklaşımında bulunmasından dolayı TS-648'e oranla daha ekonomik dizayn imkanı sağlamaktadır.

Tablo 8.1 ile Tablo 8.4'ün karşılaştırılması bu kısımdaki bilgileri doğrular nitelikte sonuçlar vermiştir. Özellikle kolonlar ve çaprazlarda dayanımların tamamına yakının kullanılmasından dolayı incelemeye değer. Hem kolonlarda hem de çaprazlarda Euocode ile hesaplanan kesitler TS-648'e göre önemli oranda daha küçük bulunmuştur.



KAYNAKLAR

- [1] **Özgen, A. ve Bayramoğlu, G.**, 2002. Çelik Yapılar 1 Ders Notu.
- [2] **ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [3] **TS-648**, 1982. Çelik yapıların hesap ve yapım kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [4] **TS-498**, 1997. Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [5] **TS-500**, 1985. Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [6] **ENV 1993-1-1**, 1992. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.1 General rules and rules for buildings, British Standart İnstitution, London.
- [7] **ENV 1998**, 1995. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, British Standart İnstitution, London.
- [8] **Deren, H.**, 2003. Çelik Yapılar, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [9] **Stahlbau Atlas**, 1982. Stahlbau-Verglas-GmbH, Köln

**YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
T.C. İNŞAAT FAKÜLTESİ
KONSTRÜKSİYON MERKEZİ**

EKLERİN İÇERİĞİ:

Ek olarak 10 tane çizim paftası ve 2 adet disket teze konulmuştur. Bunların içerikleri aşağıda açıklanmıştır.

Disket 1,2'nin İçeriği: Eşdeğer deprem yükü analizlerinin sonuçları, rüzgar analizlerinin sonuçları, P- Δ analizinin sonuçları, temel levhalarının boyutlandırılmasında kullanılan kesit etkileri, x yönündeki çapraz kuvvetleri, y yönündeki çapraz kuvvetleri, basit bağlı kiriş kesit tesirleri, rijit bağlı kiriş kesit tesirleri, zemin çökme değerleri, x yönündeki temel donatılarının analizi, y yönündeki temel donatılarının analizi, kolon kuvvetleri, temel kombinasyonları.

Çizimler:

- Temel planı
- Kolon yerleşim ve ankraj planı
- Kolon ayakları planı
- Kat statik planı
- İlk 12 kat için tipik kolon kiriş yerleşim planı
- Son 8 kat için tipik kolon kiriş yerleşim planı
- 4 aksı kesit planı
- B aksı kesit planı
- A aksı kesit planı
- Birleşimlerin detay planı

ÖZGEÇMİŞ

1977 yılında Eskişehir’de doğan Gökhan GÜÇLÜ, ilk,orta ve lise öğrenimini Ankara ve Sivas’ta tamamlamıştır. 1995 yılında Sivas Anadolu Lisesi’nden mezun olduktan sonra, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünü kazanmış ve dört senelik lisans eğitiminden sonra 2000 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi yüksek lisans programına kabul edilerek Yapı Analizi programında yüksek lisansa başlamıştır.

