İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ÇOK KATLI BİR YAPIDA DIŞMERKEZ VE MERKEZİ GÜÇLENDİRİLMİŞ SİSTEMLERİN İRDELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Çağlar GÖZÜAÇIK

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2006

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ÇOK KATLI BİR YAPIDA DIŞMERKEZ VE MERKEZİ GÜÇLENDİRİLMİŞ SİSTEMLERİN İRDELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Çağlar GÖZÜAÇIK
(501031008)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 14 Haziran 2006

Tez Danışmanı : Doç.Dr. Filiz PİROĞLU

Diğer Jüri Üyeleri: Prof.Dr.Erdoğan UZGİDER

Yrd.Doç.Dr.Fevzi DANSIK

HAZİRAN 2006

ÖNSÖZ

İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Bölümü Yapı Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans tez çalışmasında deprem yüklemesi göz önüne alınmadan boyutlandırılan çelik San Donato Milanese yapısı süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik çerçeveler olarak iki farklı çözümlenmiş, metrajı ve maliyet analizi yapılarak bu iki çözüm karşılaştırılmıştır.

Ülkemizin yaşadığı acı depremlerden sonra, yüksek enerji yutma kapasitesiyle ön plana çıkan çelik yapıların, sağladığı hızlı yapım süreciyle yüksek yapılarda da yaygınlaşacağı inancıyla bu tez çalışması hazırlanmıştır.

Çalışmalarım süresince değerli fikir ve tecrübelerinden yararlandığım, sayın hocam Doç. Dr. Filiz Piroğlu'na, yapının değişik çözümlerinde bana fikir veren ve her tür türlü desteği veren çok değerli mühendis arkadaşlarıma, eğitim hayatım boyunca maddi, manevi her türlü desteği fazlasıyla sağlayan aileme ve bu yoğun çalışma süresinde anlayışından ve desteğinden dolayı nişanlım Sibel İnceçayır'a teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Mayıs,2006 Çağlar GÖZÜAÇIK

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR **v**
TABLO LİSTESİ **vi**
ŞEKİL LİSTESİ **vii**
SEMBOL LİSTESİ **ix**
ÖZET **xii**
SUMMARY **xiv**

1. GİRİŞ **1**
1.1 Konu 1
1.2 Yapının Tanımı 1
1.3 Hesap Yöntemleri ve Yapılan Kabuller 3

2. YÜK ANALİZİ **8**
2.1 Sabit Yükler 8
2.2 Kar Yükü 9
2.3 Hareketli Yükler 9
2.4 Rüzgâr Yükü 9
2.5 Deprem Yükü 10

3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI **19**
3.1 Kompozit Yapı Elemanlarının Hesabı 19
3.1.1 Kompozit Döşemelerin Hesabı 19
3.1.2 Kompozit Döşeme Kirişlerinin Hesabı 27
3.2 Kolonların Boyutlandırılması 33
3.2.1. 1. ve 5. Kat Arasındaki Kolonların Boyutlandırılması 36
3.2.2. 5. ve 9. Kat Arasındaki Kolonların Boyutlandırılması 43
3.2.3. 9. ve 13. Kat Arasındaki Kolonların Boyutlandırılması 48
3.2.4. 1. ve 7. Kat Arasındaki Köşe Kolonların Boyutlandırılması 51
3.2.5. 7. ve 13. Kat Arasındaki Köşe Kolonların Boyutlandırılması 53
3.3. Çerçevelerin Boyutlandırılması 55
3.3.1. Çerçeve Ana Kirişlerinin Boyutlandırılması 55
3.3.2. Kolonların Kirişlerden Güçlü Olma Koşulunun İrdelenmesi 57
3.4. Güçlendirme Elemanlarının Boyutlandırılması 58
3.4.1. Güçlendirme Elemanlarının Merkezi Şekilde Boyutlandırılması 58
3.4.2. Güçlendirme Elemanlarının Dışmerkez Şekilde Boyutlandırılması 59
3.5. Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması 65
3.6. Kolon Ayaklarının Hesabı 67
3.6.1. HEM550 Tipi Kolon Ayağı 69
3.6.2. Boru Tipi Kolon Ayağı 73
3.7. Radye Temelin Boyutlandırılması 75

4. ELAMAN BİRLEŞİMLERİNİN DETAYLANDIRILMASI **80**
4.1. Kolon Kiriş Birleşim Detayları 80
4.1.1. Kolon Kiriş Ankastre Bağlantılarının Hesabı 80
4.1.2. Kolon Kiriş Kayma Bölgesinin Kontrolü 84
4.1.3. Kolon Kiriş Bağlantısının Mafsallı Şekilde Hesabı 89
4.2. Merkezi Güçlendirme Elemanlarının Bağlantı Detayları 91
4.2.1. Çaprazların Kirişe Bağlantısı 91
4.2.2. Çaprazların Kirişle Birlikte Kolona Bağlantısı 93
4.3. Dışmerkez Güçlendirme Elemanlarının Bağlantı Detayları 100
4.3.1. Çaprazların Kirişe Bağlantısı 100
4.3.2. Bağ Kirişlerinin Kolona Bağlantısı 103
4.4. Döşeme Kirişlerinin Bağlantı Detayı 104
4.5. Eleman Ekleri 106
4.5.1. Kolon Kesitinin Değiştiği Noktada Ekler 106
4.5.2. Kullanılan Hadde Profilleri İçin Şantiye Ekleri 111

5. MALİYET ANALİZİ **118**
5.1. Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeveler İçin Metraj 118
5.2. Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeveler İçin Metraj 119
5.3. Birim Fiyatlar ve Tarifleri 119
5.4. Merkezi Güçlendirilmiş Yapının Toplam Maliyeti 120
5.5. Dışmerkez Güçlendirilmiş Yapının Toplam Maliyeti 120

6. SONUÇLAR **121**

KAYNAKLAR **125**

EKLER **126**

ÖZGEÇMİŞ **128**

KISALTMALAR

TS	: Türk Standartları Enstitüsü
DBYYHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik
G	: Düşey Sabit Yükler
Q	: Düşey Hareketli Yükler
SPECX	: x Doğrultusunda Mod Birleştirme Yöntemine Göre Bulunan Deprem Yükü
SPECY	: y Doğrultusunda Mod Birleştirme Yöntemine Göre Bulunan Deprem Yükü
EX	: x Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükü
EY	: y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükü

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 1.1.	:Çelik Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı…….	4
Tablo 2.1.	:Etkin Yer İvmesi Katsayısı	11
Tablo 2.2.	:Hareketli yük katılım katsayısı…….	11
Tablo 2.3.	:Bina önem katsayısı……..	11
Tablo 2.4.	:Spektrum Karakteristik Periyotları …….	12
Tablo 2.5.	:Dışmerkez Güçlendirilmiş Sistemde Modlara Göre Kütle Katılım Oranları……..	15
Tablo 2.6.	:Merkezi Güçlendirilmiş Sistemde Modlara Göre Kütle Katılım Oranları……..	16
Tablo 2.7.	:Merkezi Güçlendirilmiş Sistemde Deprem Yükünün Katlara Dağılımı…….	17
Tablo 2.8.	:Dışmerkez Güçlendirilmiş Sistemde Deprem Yükünün Katlara Dağılımı…….	18
Tablo 3.1.	:Büyütme Katsayıları…….	35
Tablo 3.2.	:D_a Arttırma Katsayıları.....	36
Tablo 3.3.	:Enkesit Koşulları……...	37
Tablo 3.4.	:Merkezi Güçlendirme için Yatay Ötelemeler……...	66
Tablo 3.5.	:Dışmerkez Güçlendirme için Yatay Ötelemeler ……..	67
Tablo 3.6.	:Merkezi Güçlendirme için Radye Temel Donatı Hesabı……..	79
Tablo 3.7.	:Dışmerkez Güçlendirme için Radye Temel Donatı Hesabı……..	79
Tablo 4.1.	:Alın Levhalı,Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları…….	80
Tablo 4.2.	:Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları…..	83

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1.	:Seçilen Güçlendirme Düzenleri ……...	2
Şekil 1.2.	:Dispozisyon Planı…….	3
Şekil 2.1.	:Rüzgar Yük Katsayıları……	9
Şekil 2.2.	:İvme Spektrumu……...	12
Şekil 3.1.	:Kompozit Döşeme Beton- Çelik Bağlantı Tipi……	19
Şekil 3.2.	:Sac Profil ve Plağın Boyutları……..	20
Şekil 3.3.	:Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti……...	21
Şekil 3.4.	:Katlanmış İnce Cidarlı Eğilme Elemanı…….	24
Şekil 3.5.	:Karma Kirişte Kesit Etkileri…….……...	27
Şekil 3.6.	:Kayma Elemanlarının Kesit Görünüşü……	31
Şekil 3.7.	:Yapıda Kullanılan Kolonlar…….	36
Şekil 3.8.	:Yapıda Kullanılan Dairesel Kolonlar……..	51
Şekil 3.9.	:Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması……..	57
Şekil 3.10.	:Merkezi Güçlendirme Sistemi Boyutları……..	59
Şekil 3.11.	:Bağlantı Kirişinde Meydana Gelen Dönmeler……	61
Şekil 3.12.	:Bağlantı kirişinin Boyutları……..	65
Şekil 3.13.	:Tepki Kuvvetinin Levhaya Aktarılma Hali……..	68
Şekil 3.14.	:Ankastre Kolon Ayağı……..	71
Şekil 3.15.	:Ankastre Ayak İçin Sonlu Eleman Modeli……....	71
Şekil 3.16.	:Taban Plakasındaki Gerilmeler……..……..	73
Şekil 3.17.	:Dairesel Kolonların Ankastre Bağlantısı……..	74
Şekil 3.18.	:G+Q Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi……	76
Şekil 3.19.	:G+Q+Sx Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi…….	76
Şekil 3.20.	:G+Q+Sy Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi…….	78
Şekil 4.1.	:Alın Levhalı, Bulonlu Kolon- Kiriş Birleşim Detayı……...	81
Şekil 4.2.	:Alın Levhasız, Bulonlu Kolon- Kiriş Birleşim Detayı……	83
Şekil 4.3.	:Kolon Kiriş Birleşim Detayı……	86
Şekil 4.4.	:Kolon-Kiriş Tip 2 Birleşim Detayı……..	88
Şekil 4.5.	:Kiriş Mafsallı Birleşim Detayı…….	90
Şekil 4.6.	:Mafsallı Birleşim İçin Elde Edilen Von Misses Gerilmeleri……	90
Şekil 4.7.	:Düğüm Noktası Serbest Cisim Diyagramı……...	93
Şekil 4.8.	:Merkezi Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı……..	95
Şekil 4.9.	:Rijitleştirilmiş Boru Kesitin Çaprazlara Bağlantısı……..	100
Şekil 4.10.	:Dışmerkez Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı……..	102
Şekil 4.11.	:Bağ Kirişi Kolon Birleşim Detayı……	104
Şekil 4.12.	:Döşeme Kirişi Birleşim Detayı…….	105
Şekil 4.13.	:HEM550 profilinin HEA500'e Bağlantı Detayı……...	109

Şekil 4.14. :HEA500 profilinin HEB280'e Bağlantı Detayı…… 110
Şekil 4.15. :D=350 Boru Kesitin D=300 Boru kesite Bağlantı Detayı…… 110
Şekil 4.16. :HEM550 İçin Şantiye Eki…….. 113
Şekil 4.17. :HEA500 İçin Şantiye Eki…….. 114
Şekil 4.18. :HEB280 İçin Şantiye Eki…….. 117
Şekil 4.19. :HEB240 İçin Şantiye Eki…….. 117

SEMBOL LİSTESİ

A	**:**Enkesit alanı
A(T)	**:**Spektral ivme katsayısı
A_k	**:**Kesme alanı
A_{net}	**:**Net enkesit alanı
A_{smin}	**:**Minumum donatı kesit alanı
b	**:**Genişlik
b_{cf}	**:**Kolon kesitinin başlık genişliği
b_e	**:**Efektif genişlik
b_x, b_y	**:**Zımbalama çevresinin "x" ve "y" doğrultularındaki boyutları
d	**:**Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
D	**:**Dairesel halka kesitlerde dış çap
d'	**:**Basınç donatısı merkezinden ölçülen beton örtüsü
D_a	**:**Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_b	**:**Kiriş enkesit yüksekliği
d_c	**:**Kolon enkesit yüksekliği
E	**:**Deprem yükü
e	**:**Bağ kirişi boyu
E_c	**:**Beton elastisite modülü
e_{min}	**:**Minumum dışmerkezlik
E_s	**:**Yapı çeliği elastisite modülü
f	**:**Sehim
f_{cd}	**:**Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ctd}	**:**Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
f_{yd}	**:**Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
G	**:**Sabit yük simgesi
h	**:**Döşeme kalınlığı, eleman yüksekliği, kiriş toplam yüksekliği, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutu
h_i	**:**Binanın i'inci katının kat yüksekliği
I_x	**:**Eylemsizlik momenti (xx yönü)
I	**:**Bina önem katsayısı
i	**:**Eylemsizlik yarıçapı
K	**:**Donatı hesabına esas katsayı
k_s	**:**Donatı hesabına esas katsayı
k_v	**:**Zemin düşey yatak katsayısı
ℓ_b	**:**Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
ℓ_n	**:**Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsal noktaları arasındaki uzaklık
M	**:**Binanın toplam kütlesi
M_d	**:**Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_p	**:**Eğilme momenti kapasitesi

M_{pa} :Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi

$M_{pü}$:Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi

n :Hareketli yük katılım katsayısı

$N_{çp}$:Eksenel çekme kapasitesi

N_d :Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet

N_{di} :i'nci kattaki tasarım eksenel yükü

N_{dmax} :Yük katsayıları kullanılarak,sadece düşey yüklere göre veya deprem yüklerine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü

N_{max} :En büyük tasarım eksenel yükü

Q :Hareketli yük etkisi

q_i :Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük

R :Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$R_a(T)$:Deprem yükü azaltma katsayısı

r_y :Kiriş başlığının ve gövdenin 1/5 ' inin yanal doğrultudaki atalet atalet yarıçapı

S(T) :Spektrum katsayısı

T :Binanın doğal titreşim periyodu (s)

t :Kalınlık

T_A, T_B :Spektrum karakteristik periyotları

t_{bf} :Kiriş kesitinin başlık kalınlığı

t_{cf} :Kolon kesitinin başlık kalınlığı

t_{min} :Kayma bölgesindeki en küçük levha kalınlığı

t_p :Takviye levhaları dahil olmak üzere, kayma bölgesindeki toplam levha kalınlığı

T_r, T_s :Binanın r'inci ve s'inci doğal titreşim periyotları(s)

t_t :Takviye levhası kalınlığı

t_w :Gövde kalınlığı

u :Kayma bölgesi çevresinin uzunluğu

u_p :Zımbalama çevresi (yüklenen alana d/2 uzaklıkta)

U_x :X yönü öteleme kütle katılım oranı

U_y :Y yönü öteleme kütle katılım oranı

V_d :Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti

V_e :Kolon-kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı

V_{ke} :Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı

V_p :Kesme kuvveti kapasitesi

V_{pn} :İndirgenmiş kesme kuvveti kapasitesi

V_t :Binaya etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)

V_t :Eşdeğer deprem yükü yönteminde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü

W :Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

W_p :Plastik mukavemet momenti

β : Burkulma Boyu Katsayısı

γ :Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı

σ_a :Yapı çeliğinin akma gerilmesi

σ_{bem} :Elemanın narinliğine bağlı olarak hesaplanan basınç emniyeti

σ_{em} :Emniyet gerilmesi

Δ_i	**:**Binanın i'inci katındaki göreli kat ötelemesi
ρ_{min}	**:**Minumum donatı oranı
Ω_o	**:**Büyütme katsayısı
γ_p	**:**Bağ kirişi dönme açısı
σ_z	**:**Zemin emniyet gerilmesi

ÇELİK ÇOK KATLI BİR YAPIDA DIŞMERKEZ VE MERKEZİ GÜÇLENDİRİLMİŞ SİSTEMLERİN İRDELENMESİ

ÖZET

Bu tez çalışmasında çelik yüksek katlı bir büro yapısının süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik taşıyıcı sistemden oluşacak iki farklı şekildeki çözümlerinin karşılaştırılması için yatay ve düşey yükler altında statik, dinamik ve çelik hesapları, ilgili imalat çizimleri ve maliyet analizi yapılmıştır.

Taşıyıcı sistem modeli oluşturulurken mümkün olduğunca mevcut sistemin geometrisi sabit tutulmuş, sadece taşıyıcı sistemde değişiklik yapılmıştır. Yapının taşıyıcı sistemi için deprem ve rüzgâr yüklerinin sünekliği yüksek merkezi ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlardan oluşan çelik çerçeve sistemi ile karşılanacak şekilde iki farklı çözüm düzenlenmiştir. Yapı 3,4 m kat yüksekliğine sahip 13 kattan oluşmuştur. Kat alanları 1035m2 olup, her kat alanı için 55 m^2 asansör ve merdiven boşluğu mimari amaçlar için bırakılmıştır. Yapı cepheleri 22m olup geçilen en büyük açıklık bir yönde 6,25m diğer yönde 5,5m dir. Yapı üçlü simetriye sahip üçgen bir form şekilde modellenmiştir. Kat döşemeleri 110cm arayla döşenmiş kirişlerle kompozit döşeme olarak çözümlenmiştir. Yapıda bulunan kolonlar, kirişler, çaprazlar ve döşeme kirişleri boyutlandırılırken ve bağlantı detayları oluşturulurken; TS648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2006", dikkate alınmıştır. Yapının temellerinin hesaplanmasında TS500'de (Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları) bulunan kurallara uyulmuştur.

Yapının, 1. derece deprem bölgesinde ve Z3 sınıfı zemin üzerinde yer aldığı kabul edilmiştir. Yapıda malzeme olarak C30 kalitesinde betonarme betonu ve S420 kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır. Zemin emniyet gerilmesi 250 kN/m^2, zemin düşey yatak katsayısı 20000 kN/m^3 alınmıştır. Yapıda kullanılan çelik profiller ve levhalar St 37 kalitesindedir.

Yapının taşıyıcı sisteminin üst yapısının çözümü üç boyutlu olarak ETABS v8.5.0 (Extented 3D Analysis of Building Systems) ile yapılmıştır. Oluşturulan matematik modelin mesnet tepkileri, elemanların dönmeleriyle birlikte SAFE v7.01 programına aktarılarak temelin çözümlemesi yapılmıştır. Oluşturulan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk eleman, döşemeler kompozit döşeme, temel ise kabuk eleman olarak tanımlanmıştır. Temel sistemi radye temel olarak seçilmiştir. Temel sistemi zemin düşey yatak katsayısından hareketle bulunan çökme yayları tanımlanarak modellenmiştir.

Taşıyıcı sistemin boyutlandırılmasında düşey ve yatay yüklerin hesabı ve uygun kombinasyonların oluşturulmasında "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" ,TS648, TS498 (Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri) kullanılmıştır.

Yapı ile ilgili imalat çizimler XSteel v8.02 ve AutoCAD 2005 programıyla yapılmıştır. Bu çizimler aşağıdaki sıra ile verilmiştir.

- Dispozisyon planı
- Temel planı ve detayı
- Akslardan Kesitler
- Birleşim Detayları

Son bölümde yapının maliyet analizi yapılmıştır. Bu analizde betonarme ve çelik kısım ayrı ayrı hesaplanmış, toplam yapı maliyeti belirlenmiş, dışmerkez ve merkezi güçlendirilmiş çerçevelerin karşılaştırılması yapılmıştır.

COMPARISON OF CONCENTRICALLY BRACED AND ECCENTRICALLY BRACED FRAMES IN A HIGH RISE STEEL STRUCTURE

SUMMARY

The main objectives of this study is to design, prepare drawings and make cost analysis of a high rise steel structure which consists of eccentrically braced moment frames or concentrically braced moment frames to resist the earthquake forces or wind forces, in order to make comparison of these two different kind of bracing systems for lateral performance.

In the computer model, as far as possible, the present system is kept firm in clear span, only changes are made in structural system. Load carrying system of the structure is constructed by using eccentrically braced and also concentrically braced elements regarding ductility under the earthquake and wind loads. The structure has 13 floors which have 3.4m heights. Every floor has an area of 1035m2, and has 55m2 space used for elevator and stairs for architectural aims. Structure has 22m wide in sides, and the maximum clarity in one side is 6.25m, and on the other side 5.5m. Every storey has three equal rectangular plan views, which constitutes a triangular plan of the building finally. Floors are consisted of floor beams which have 110cm openings and designed as composite members. In this study, in the design of horizontal and vertical stability frames, columns, beams, and its own connections; TS648 (Building Code for Steel Structures), Turkish Earthquake Code called "Regulations for Buildings of Disaster Regions 2006", are taken into consideration. Furthermore, in the calculation of foundation of structure, the rules given in the TS500 (Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures) are used.

It is assumed that the structure is based in the first degree earthquake zone and on the Z3 soil class. For the design of the structure, quality of C30 concrete and quality of S420 reinforced concrete steel bars are used. Also, the ground safety tension 250 kN/m^2, ground support coefficient 20000 kN/m^3 are assumed. All steel members have quality of St37.

The ETABS v8.5.0 is used as a computational program to analyze the superstructure as a load carrying system. The support reactions of current structure with rotations of elements are transferred to SAFE v7.01 program and an analysis of the base structure is under taken. In the computer model, the columns and the beams are defined as

frame elements; floors are defined as composite floors, and the base structure is defined as a shell element. Base structure is chosen as mat foundation. Base structure is actually modeled with considering spring elements depending upon ground horizontal support coefficient.

In the design of structural system of the high rise building, the adequate combinations of horizontal and vertical loads are formed with respect to Turkish Earthquake Code called "Regulations for Buildings of Disasters Regions 2006",TS468 and TS498 (Design Loads for Buildings) is considered.

Drawings for the structure are prepared by Xsteel v8.02 and AutoCAD 2005 program. These drawings are in order as follows:

- Disposition Plan,
- Basic Plan and Details,
- Axis Cross Sections,
- Connection Details.

At the end the cost analysis is prepared. In this analysis, reinforced concrete and steel parts are formed separately, then the total cost is calculated and the comparison of concentrically and eccentrically braced frames is done.

1. GİRİŞ

1.1. Konu

Sunulan bu çalışmada kesit geometrisi bakımından alışılagelmiş simetrik yapıların dışında olan bir çelik yüksek yapının TS648, TS500 ve Deprem Yönetmeliği'ne göre detaylı olarak boyutlandırılması amaçlanmıştır. Bu amaçla deprem yüklemesi göz önüne alınmadan boyutlandırılan çelik San Donato Milanese yapısının mimari planları örnek alınmıştır. Yapının dış konturları sabit kabul edilmiş, sadece taşıyıcı sistem ve elemanlar değiştirilmiştir. Bu incelemenin sonunda çelik yapılar ile ilgili olarak boyutlamada önemle üzerinde durulması gereken bazı noktalara da değinilmiş, yapının depreme karşı merkezi ve dışmerkezi güçlendirilmiş sistem olarak çözümlerinin karşılaştırılması yapılmış, boyutlanan yapının gerekli imalat çizimleri ekte verilmiş ve en son bölümde yapının bu doğrultuda maliyet analizi yapılmıştır.

1.2. Yapının Tanımı

Yapı 22'şer metre üç cepheye sahip 1035 m^2 kat alanına sahip 13 katlı bir büro binasıdır (Şekil 1.1 ve Şekil 1.2). Yapını temelinde 0,7 m yüksekliğinde radye temel sistemi tercih edilmiştir. Boyutlandırılan yapının taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlardan oluşan çerçevelerden ve ayrıca süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlardan oluşan çerçevelerden meydana gelmiştir. Dispozisyon planında da görüldüğü gibi (Şekil 1.2) bu güçlendirilmiş çaprazlı çerçeveler dış akslarda oluşturulmuştur. Döşeme sistemi olarak kompozit döşeme seçilmiştir.

Yapı hakkındaki diğer bilgiler aşağıda özetlenmiştir:

- Toplam yapı yüksekliği: 44,2 m'dir.
- Kat yükseklileri:

  Normal kat yüksekliği: 3.40 m

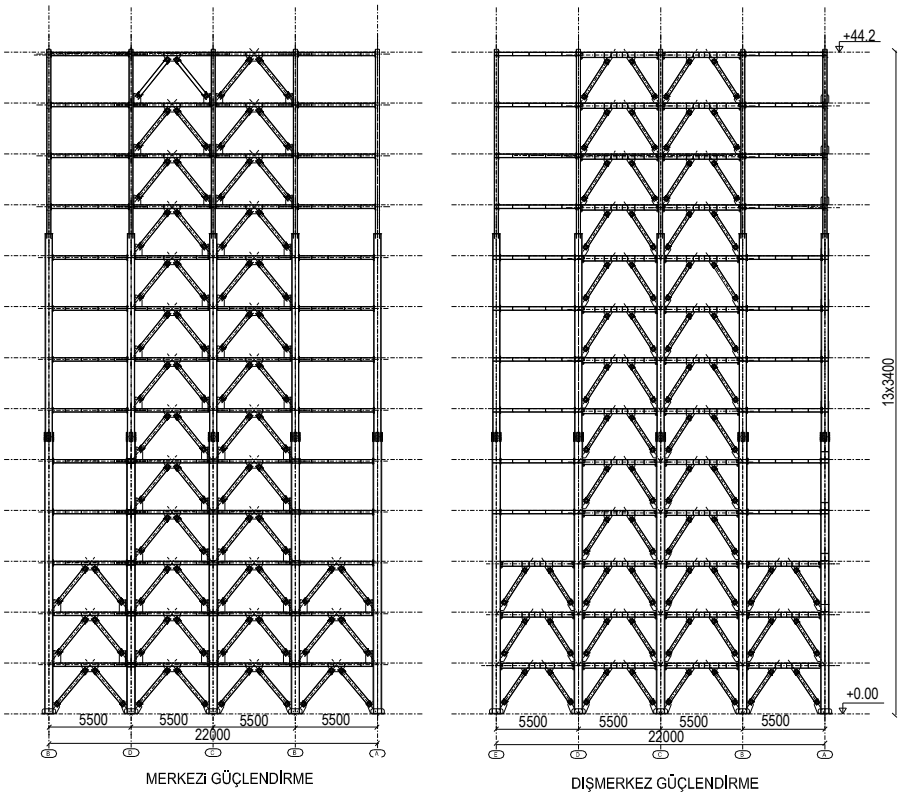
  Yapının En Yüksek Kotu : + 44,2 m

- Yapının yaklaşık olarak kat ve oturma alanı 1035 m^2'dir.
- Yapıda kullanılan malzemeler:

  Üst Yapı Çeliği : St37

  Beton Kalitesi : C30

  Donatı Çeliği : S420
- Yapı I. Derece Deprem Bölgesinde olup A_o=0.40 alınmıştır.
- Yapı Z3 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Zemin karakteristik periyotları T_A=0.20 ve T_B=0.60 s olarak kabul edilmiştir.



Şekil 1.1: Seçilen Güçlendirme Düzenleri

- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için

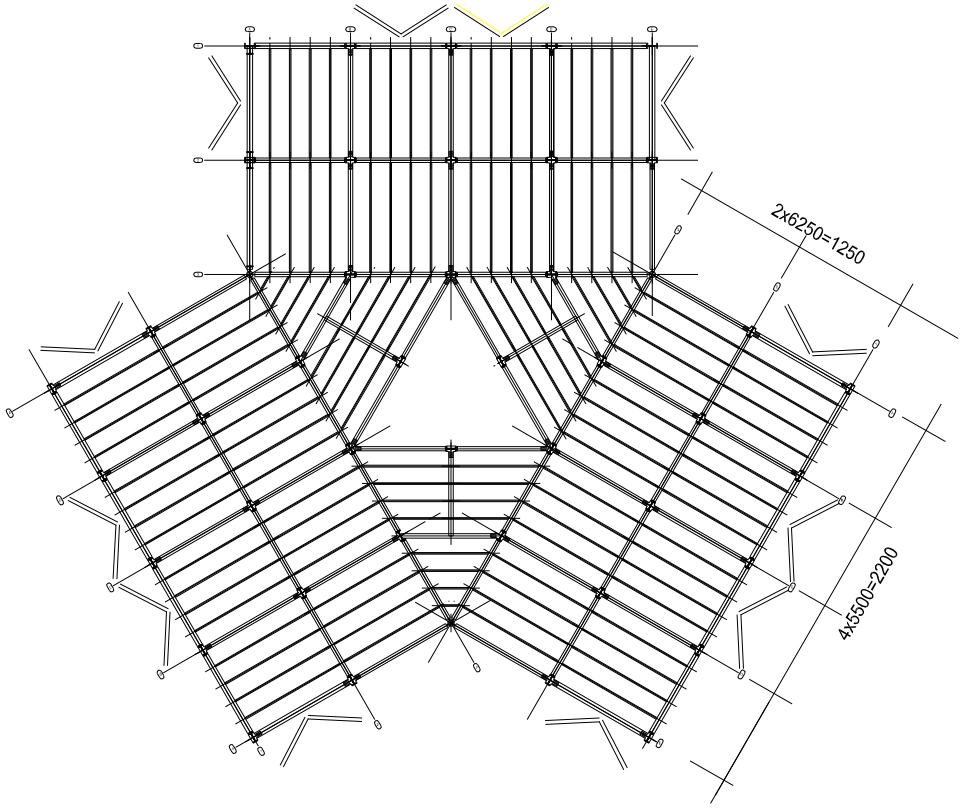
  Zemin emniyet gerilmesi σ_z=250 kN/m^2

  Düşey yatak katsayısı k_v=20000 kN/m^3 alınmıştır.
- Yapı büro + işyeri kullanım amacına hizmet edecek olup,

  Hareketli yük katılım katsayısı n=0.3

  Bina önem katsayısı ise I=1.0 alınmıştır.
- Temel sistemi 0,7 m yüksekliğinde radye temeldir.

- Birleşimlerde kullanılan bağlantı bulonları H10.9 yüksek mukavemetli bulon, ankraj bulonları H5.6 kalitesindedir.



Şekil 1.2 Dispozisyon Planı

1.3. Hesap Yöntemleri ve Yapılan Kabuller

Yapının ön boyutlandırılması, statik hesabı ve kesin boyutlandırılmasında bilgisayar modelleri kullanılmıştır. Hazırlanan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk elemanlarla, radye temel ise kabuk elemanlarla tariflenmiştir. Döşemeler ise levha elemanlarla modellenmiş olup herhangi bir hareket kısıtlaması tanımlanmamıştır. Düşey yüklerin ilgili elemanlara aktarımı ETABS v 8.50 tarafından otomatik olarak yapılmıştır.

İkinci bölümde yapıya etkiyen yükler tanımlanmıştır. Yüklerin belirlenmesinde hangi yönetmeliklerden yararlanıldığı ve bilgisayar modeline nasıl aktarıldığı açıklanmıştır. Sabit ve hareketli yükler yapının kullanım amacı göz önünde bulundurularak TS498'den alınmıştır [3].

Tablo 1.1: Çelik Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	***Süneklik Düzeyi Normal Sistemler***	***Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler***
Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8
Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar	—	4
Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) *Çaprazların merkezi olması durumu*	4	5
(b) *Çaprazların dışmerkez olması durumu*	—	7
(c) *Betonarme perdelerin kullanılması durumu*	4	6
Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) *Çaprazların merkezi olması durumu*	5	6
(b) *Çaprazların dışmerkez olması durumu*	—	8
(c) *Betonarme perdelerin kullanılması durumu*	4	7

Deprem yüklerinin belirlenmesinde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğin ilgili kurallarına uyulmuştur. Yapının, yatay yük analizinde x ve y doğrultularını temsil edebilecek derecede yüksek kütle katılım oranına sahip modlara karşı gelen periyotlar, yapının x ve y doğrultusu karakteristik periyotları olarak kullanılmıştır. Yapının modal analizi sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri, Deprem Yönetmeliği'ne göre bulunan eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan toplam taban kesme kuvveti değerine uygun katsayılarla çarpılarak yükseltilmiştir. Yapıda deprem kuvvetinin süneklik düzeyi yüksek çerçeveler ve merkezi güçlendirilmiş çelik çapraz sistemlerin kullanılması durumunda, taşıyıcı sistem davranış katsayısı olarak R=6; deprem kuvvetlerinin süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik çapraz sistemlerin kullanılması durumunda ise R=8 seçilmiştir (Tablo 1.1). Belirlenen yüklerin yapıya etkisi incelenmiş, yapının deplasmanları yönetmelikte belirlenen sınır şartlardan daha elverişsiz koşul oluşturmamasına dikkat edilmiştir. Yapıda asal eksenlerin paralel olmaması durumunda Deprem Yönetmeliğince getirilen iç kuvvelerin hesabında bir diğer deprem doğrultusunun %30'unun iç kuvvetlere eklenmesi zorunluluğuna uyulmuş, eleman boyutlandırılması bu kombinasyonların en olumsuzuna göre yapılmıştır [1].

Üçüncü bölümde yapı elemanlarının boyutlandırılmasına geçilmiştir. Çelik elemanların boyutlandırılması TS648'e göre yapılmıştır. Betonarme radye temel detaylandırılırken TS500'e uygun çözümler üretilmiştir.

Kat döşemesi hesaplanırken döşeme alt kalıbı sacının, betonun priz almadan önce kalıp olarak görev yaptığı, betonun priz aldıktan sonra döşeme alt donatısı gibi çalıştığı hesaplarda gösterilmiştir. Döşeme kirişleri ise kompozit olarak çözümlenmiştir.

Çerçeve ana kirişleri sehim şartları ve kesit gerilmeleri sınır değerlerine göre seçilmiştir. Ek düzenlemesi kesitin kapasitesine göre yapılmıştır. Tüm birleşimler yüksek mukavemetli bulonlarla (H10.9) teşkil edilmiştir [1].

Güçlendirilmiş çerçeve çaprazlarının ve eklerinin düzenlenmesinde sünekliği arttıracak önlemler alınmış ve bu tür düzenleme kurallarına uyulmuştur [1].

Yapının temeli radye temel olarak boyutlandırılmıştır. Yapının temelinin modeli SAFE v7.01 ile yapılmıştır.

Çelik elemanların boyutlamasında kullanılan yükleme kombinasyonları TS 498'e göre belirlenmiştir. Bu kombinasyonlar aşağıda görülmektedir.

Esas Yükler (H): Öz yük, faydalı yük, kar yükü

İlave yükler (Z): Rüzgar yükü, ısı değişimi sonucu meydana gelen kuvvetler, montaj safhalarındaki yük durumları [5]

1. E yüklemesi: Sadece Esas Yükler
2. EİY yüklemesi: Esas Yükler ve İlave Yükler

Deprem durumunda DBYYHY Madde 4.2.3.5' e göre bu kombinasyonlara deprem yükleri eklenmiş EİY yüklemesinde izin verilen %15 gerilme artırımı %33'e çıkarılmıştır.

Birleşimlerde kullanılan kaynak hesabı için artırılmış emniyet gerilme değerleri kullanılmıştır. [1]

Çelik yapının boyutlandırılmasında hareketli yük için dolu boş yüklemeleri yapılmış, kullanılan kombinasyonlar bu durumda aşağıdaki şekilde bilgisayar modelinde tanımlanmıştır:

1. G
2. G+Q
3. G+(W veya T)
4. G+Q+(W veya T)
5. G ± E
6. 0.9G ± E
7. G+Q ± E

Radye temelin boyutlandırılmasında kullanılan kombinasyonlar TS500'den alınmıştır. Bu kombinasyonlar aşağıda verilmiştir.

1. 1.4G+1.6Q
2. G+1.2Q+1.2T
3. G+1.3Q+1.3W
4. 0.9G+1.3W
5. G+L+E
6. 0.9G+E

Temel zemin emniyeti gerilmesinin kontrolünün yapıldığı kombinasyonlar aşağıda verilmişir.

1. G+Q
2. 0.67(G+Q+E)
3. 0.80(G+W)

G :Ölü yük
Q : Döşeme hareketli yükü
W : Rüzgar yükü
E : Deprem Yüklemesi
T : Sıcaklık Değişimi

Bu tez çalışmasında kullanılan beton çeliği ve beton ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

f_{ck}= 3 kN/cm^2 (C30 için)
f_{cd}= 2 kN/cm^2
f_{ctd}= 0.125 kN/cm^2

f_{yk}= 42 kN/cm^2 (S420 için)

f_{yd}=36.5 kN/cm^2

Bu tez çalışmasında kullanılan yapı çeliği (St37) ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

$\sigma_a = 24\,kN/cm^2$

$\sigma_{çem,H} = 14.40\,kN/cm^2$

$\sigma_{çem,HZ} = 16.56\,kN/cm^2$

$\tau_{em,H} = 8.31\,kN/cm^2$

$\tau_{em,HZ} = 9.56\,kN/cm^2$

Son bölümde yapının betonarme ve çelik metrajları yapılmış ve buna bağlı olarak yapının maliyet analizi gerçekleştirilmiştir. Maliyet analizinde Bayındırlık Bakanlığının belirlediği birim fiyatlarından yararlanılmıştır.

2. YÜK ANALİZİ

Bina zati yükleri hesaba katılırken boyutlandırılan hadde profillerinin ağırlıkları program tarafından otomatik hesaplanmış, geri kalan yükler ise giriş bilgisi olarak programa uygun şekilde tanıtılmıştır.

2.1. Sabit Yükler

Sabit yükler TS498 yönetmeliği uyarınca belirlenmiştir [3]. Yönetmeliğe göre, sabit yükler yapı içerisindeki tüm elemanların ağırlıklarının oluşturduğu statik kuvvetler olarak tanımlanmıştır. Döşemeler, kirişler, kolonlar, tüm çaprazlar, döşeme kirişleri, döşeme ve tavan kaplaması, sabit bölücü duvarlar, cephe ve çatı kaplaması ve mekanik dağıtım sistemlerinin ağırlıklarıdır. Kullanılan malzemelerin düşey yük analizi aşağıda verilmiştir.

12 cm 'lik kompozit döşemede yük analizi**:**

Kaplama + sıva	0.05×22	$=1.10\ kN/m^2$
Betonarme plak (12 cm kalınlığında)	0.12×25	$=2.50\ kN/m^2$
Tesisat + havalandırma		$=0.75\ kN/m^2$
Bölme duvar yükleri		$=0.75\ kN/m^2$
		$g = 5.10\ kN/m^2$

Cephelerde sabit yük olarak aşağıdaki yük değerleri alınmıştır.

Alimünyum saç	0.04×19	$=7.5\ kN/m^2$

Tanımlanan diğer taşıcı elemanların öz ağırlıkları ETABS programı tarafından yapı çözümlenirken otomatik olarak alınmıştır [11].

2.2. Kar Yükü

Kar yükü TS498'de yapının denizden yüksekliğine göre ve sınıflandırılan dört bölgeye göre belirlenmektedir. Yapının denizden yüksekliğinin 200 metreden az ve birinci bölgede bulunduğu kabul edilmiştir [3].

Buna kar yükü değeri aşağıda verilen şekliyle kabul edilmiştir.

$P_{ko} = 0.75\ kN/m^2$ (P_{ko} : Zati karyükü değeri)

2.3. Hareketli Yükler

Hareketli yüklerin seçiminde yapının kullanım amacı gözönünde bulundurulur [3]. Yapının katlı bölümü büro ve atölye olarak kullanılacaktır. Buna göre döşemelere yayılı yük olarak aşağıda verilen değer hareketli yük değeri olarak kabul edilmiştir.

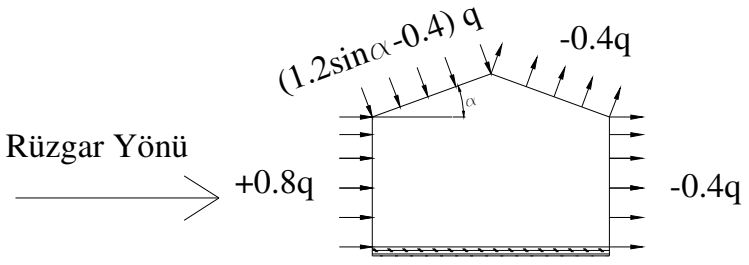
$q = 2.00\ kN/m^2$ (q: Hareketli yük hesap değeri)

Ayrıca çatı bölümünde onarım ve montaj için hareketli yük değeri aşağıda verilmiştir.

$q_{ç} = 1.00\ kN/m^2$ ($q_ç$: Çatı hareketli yük hesap değeri)

2.4. Rüzgâr Yükü

Rüzgar yüklerinin belirlenmesinde TSE 498 'den yararlanılmıştır. Belirlenen yük değerleri Şekil 2.1'de verilmiştir [3].



Şekil 2.1: Rüzgar Yük Katsayıları

Binada yüksekliklere göre hesapta kullanılan rüzgar yükü değerleri ise :

$q_r = 0.8$ kN/m^2 H<25m (q_r: Rüzgar yükü)

$q_r = 1.1$ kN/m^2 H>25m

2.5. Deprem Yükü

Yapının deprem yükü hesabı tamamıyla Deprem Yönetmeliği kurallarına göre yapılmıştır [1]. Yapının deprem yükü analizi ile ilgili tüm yapı ve zemin parametreleri, bu yönetmeliğin ışığı altında değerlendirilmiş ve yönetmeliğin uygun gördüğü değerler hesaplarda kullanılmıştır. Yapı üç boyutlu olarak modellenmiş olup yatay yük analizinde hem modal analiz yöntemi hem de eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. DBYYHY Bölüm 2' de belirtilen her iki yöntemde de elastik deprem yükünün bulunmasında kullanılan Elastik Deprem Yükleri İçin Spektral Katsayısı A(T) %5 sönüm oranı için tasarım ivme spektrumunun yerçekimi ivmesi g'ye bölünmesine karşı gelen Spektral İvme Katsayısı;

$$A(T)=A_0.I.S(T) \quad (2.1)$$

ile verilir. Etkin yer ivmesi katsayısı adını alan A_0 için değerler Tablo 2.1'de tanımlanmıştır [1].

Yapılan kabuller:

- Yapı 1. derece deprem bölgesinde olup A_0=0,40 alınmıştır.
- Bina önem katsayısı olan (I) Tablo 2.3'e göre (yapı işyeri ve büro olarak kullanılacaktır) I=1.0 alınmıştır [1].
- Yapının deprem hesabına esas olan kütlesinin hesabında kullanılacak olan hareketli yük katılım katsayısı Tablo 2.2 'den (n=0.30) olarak alınmıştır [1].

Denklem 2.1'de Spektrum Katsayısı, S(T), yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T'ye bağlı olarak Denklem 2.2a, Denklem 2.2b, Denklem 2.2c'den uygun olan ile hesaplanacaktır [1].

$$S(T) = 1 + 1.5\ T / T_A \qquad (0 \le T \le T_A) \quad (2.2a)$$

$$S(T) = 2.5 \qquad (T_A < T \le T_B) \quad (2.2b)$$

$$S(T) = 2.5\ (T_B / T\ )^{0.8} \qquad (T > T_B) \quad (2.2b)$$

Tablo 2.1: Etkin yer ivmesi katsayısı (A_o)

Deprem Bölgesi	A_o
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Tablo 2.2: Hareketli yük katılım katsayısı (n)

Binanın Kullanım Amacı	**n**
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

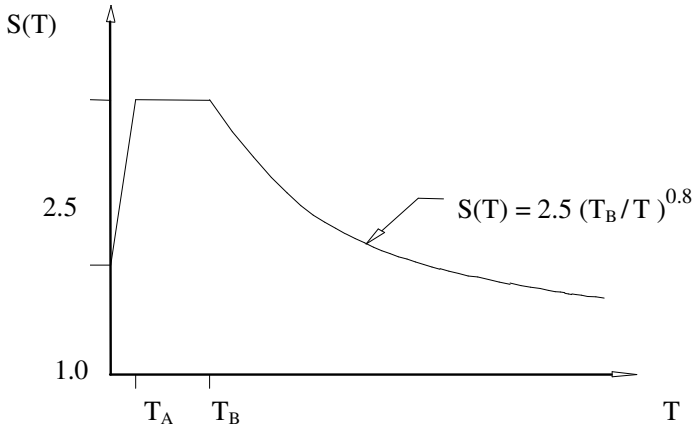
Tablo 2.3: Bina önem katsayısı (I)

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	**Bina Önem Katsayısı (I)**
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler,dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	**1.5**
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	**1.4**
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	**1.2**
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	**1.0**

Denklem 2.2a, Denklem 2.2b, Denklem 2.2c'deki Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , yerel zemin sınıflarına bağlı olarak Tablo 2.4'te verilmiştir.

Tablo 2.4: Spektrum Karakteristik Perıyotları (T_A , T_B)

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90



Şekil 2.2: İvme Spektrumu

- Yapı Z4 sınıfı zemin üzerinde bulunmaktadır. T_A=0,20s ve T_B=0,90s
- Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere Denklem 2.2b ve Denklem 2.2c 'de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yükü Azaltma Katsayısına bölünecektir [1].

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)\, T / T_A \qquad (0 \le T \le T_A) \qquad (2.3a)$$

$$R_a(T) = R \qquad (T > T_A) \qquad (2.3b)$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R, süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çelik çaprazlı sistem kullanılması durumunda 6, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik çaprazlı sistem kullanılması durumunda 8 alınmıştır (Tablo 1.1).

Verilen yatay yük hesabına esas olan yapı ve zemin parametreleri ışığı altında yapının üç boyutlu olarak deprem hesabı ETABS v8.50 ile yapılmıştır [11].

Yapının modal analiz sonuçları incelendiğinde Deprem Yönetmeliğinde verilen mod katkılarının birleştirilmesi bahsindeki kurallara uygun olarak mod katkıları tam karesel birleştirme yöntemi ile birleştirilmiştir.

Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve göreli kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir:

- $T_s < T_r$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_s / T_r < 0.80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı uygulanabilir [1].
- Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kurali uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır [1].

Modal analiz için yeterli mod sayısını belirlenmesinde toplam 36 mod gözüne alınmıştır.

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütle'lerin toplamının, hiçbir zaman bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkin kütle hesabında, bina toplam kütlesinin %5'inden büyük olan bütün titreşim modları gözönüne alınacaktır.

Modal analiz sonuçları Tablo 2.5'de verilmiştir. Bu tabloda,

(Ux:Herhangi bir moda ait X yönü etkin kütle katılım oranı)
(Uy:Herhangi bir moda ait Y yönü etkin kütle katılım oranı)

Deprem yönetmeliği *2.8.5'*e göre;
Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, 6.8.4'e göre birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB}'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde Denk.6.4'ten hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne

göre bulunan tüm iç kuvvet ve yer değiştirme büyüklükleri, Denklem 2.4'e göre büyütülecektir.

$$B_D = (\beta\ V_t / V_{tB})\ B_B \qquad (2.4)$$

A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda Denklem 2.5'de β=0.90, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise β=0.80 alınacaktır.

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti), V_t, Denklem 2.5 ile belirlenecektir:

$$V_t = \frac{W\ A(T_1)}{Ra(T_1)} \geq 0.10\ A_o\ I\ W \qquad (2.5)$$

Denklem 2.5'te yer alan ve binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı olarak gözönüne alınacak olan W, Denklem 2.6 ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^{N} w_i \qquad (2.6)$$

Denklem 2.6'teki w_i kat ağırlıkları ise Denklem 2.7 ile hesaplanacaktır.

$$w_i = g_i + n\ q_i \qquad (2.7)$$

Denklem 2.7'de yer alan Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n, Tablo 2.2'de verilmiştir ve bu değer mevcut yapı için 0.3 alınmıştır.

- Yapının ETABS v8.50'den doğrudan hesaplanan ağırlığı

  $\sum W = 8101.98 \text{ x } 9{,}81 = 79480.42\ \text{kN.sn}^2/\text{m}$

Yapının modal analiz sonuçları incelendiğinde eşdeğer deprem yükü ile toplam taban kesme kuvvetinin hesaplamasında kullanılması gereken X ve Y doğrultusu karakteristik öteleme periyotlarının yapının X ve Y doğrultusundaki hareketini en iyi temsil eden (içinde barındıran) ; Merkezi Güçlendirilmiş Sistem için Tablo 2.6'dan:

T_x=1.355 s (1. Mod)
Ty=1.350 s (2. Mod)

Tablo 2.5:Dışmerkez Güçlendirilmiş Sistemde Modlara Göre Kütle Katılım Oranları

Mod	Peryot	UX	UY	ToplamUX	ToplamUY
1	1,590	17,437	48,740	17,437	48,740
2	1,570	49,118	17,534	66,555	66,274
3	1,042	0,020	0,060	66,575	66,334
4	0,506	5,605	12,682	72,180	79,016
5	0,502	12,512	5,525	84,692	84,542
6	0,337	0,002	0,005	84,693	84,546
7	0,271	2,881	4,003	87,575	88,549
8	0,271	3,974	2,865	91,548	91,414
9	0,190	1,519	1,926	93,068	93,341
10	0,189	1,899	1,522	94,967	94,863
11	0,182	0,000	0,000	94,967	94,863
12	0,145	0,664	0,905	95,632	95,768
13	0,144	0,891	0,671	96,523	96,439
14	0,129	0,000	0,000	96,523	96,439
15	0,116	0,312	0,494	96,836	96,933
16	0,116	0,488	0,317	97,324	97,250
17	0,098	0,000	0,000	97,324	97,250
18	0,097	0,225	0,311	97,548	97,561
19	0,097	0,306	0,226	97,854	97,787
20	0,084	0,203	0,247	98,057	98,034
21	0,084	0,243	0,205	98,300	98,239
22	0,079	0,000	0,000	98,301	98,239
23	0,075	0,154	0,146	98,455	98,385
24	0,075	0,141	0,155	98,596	98,540
25	0,069	0,417	0,039	99,013	98,579
26	0,069	0,038	0,429	99,051	99,008
27	0,067	0,000	0,000	99,051	99,008
28	0,062	0,280	0,035	99,332	99,043
29	0,062	0,033	0,291	99,365	99,334
30	0,058	0,000	0,000	99,365	99,334
31	0,055	0,345	0,002	99,710	99,336
32	0,055	0,002	0,362	99,712	99,698
33	0,052	0,000	0,000	99,712	99,698
34	0,048	0,000	0,000	99,712	99,698
35	0,044	0,286	0,003	99,998	99,700
36	0,044	0,002	0,300	100,000	100,000

Dışmerkez Güçlendirilmiş Sistem için Tablo 2.5'den:

T_x=1.590 s (1. Mod)

Ty=1.570 s (2. Mod) olduğu görülür.

Bu periyotlar ve Denklem 2.2a yardımı ile,

$S(T_x) = 1.14$ "Dışmerkez Güçlendirme"

$S(T_y) = 1.31$ "Merkezi Güçlendirme"

Tablo 2.6: Merkezi Güçlendirilmiş Sistemde Modlara Göre Kütle Katılım Oranları

Mod	Peryot	UX	UY	ToplamUX	ToplamUY
1	1,355	46,742	15,963	46,742	15,963
2	1,350	15,982	46,786	62,724	62,748
3	0,841	0,000	0,000	62,724	62,749
4	0,385	17,129	4,577	79,854	67,326
5	0,384	4,569	17,082	84,422	84,408
6	0,242	0,000	0,000	84,422	84,408
7	0,194	6,731	1,240	91,154	85,648
8	0,194	1,238	6,719	92,391	92,366
9	0,130	2,878	0,486	95,269	92,852
10	0,130	0,484	2,878	95,754	95,731
11	0,125	0,000	0,000	95,754	95,731
12	0,096	1,204	0,216	96,958	95,947
13	0,096	0,216	1,207	97,174	97,154
14	0,085	0,000	0,000	97,174	97,154
15	0,077	0,661	0,122	97,835	97,276
16	0,077	0,122	0,663	97,957	97,939
17	0,065	0,458	0,084	98,415	98,023
18	0,065	0,084	0,459	98,499	98,483
19	0,063	0,000	0,000	98,499	98,483
20	0,057	0,373	0,062	98,871	98,545
21	0,057	0,062	0,375	98,933	98,919
22	0,052	0,296	0,045	99,229	98,964
23	0,051	0,045	0,298	99,274	99,262
24	0,051	0,000	0,000	99,274	99,262
25	0,048	0,155	0,024	99,429	99,286
26	0,048	0,024	0,156	99,452	99,443
27	0,045	0,153	0,016	99,605	99,459
28	0,045	0,016	0,155	99,621	99,614
29	0,043	0,000	0,000	99,621	99,614
30	0,041	0,151	0,012	99,772	99,626
31	0,041	0,012	0,154	99,784	99,780
32	0,038	0,000	0,000	99,784	99,780
33	0,035	0,215	0,001	99,999	99,781
34	0,035	0,001	0,219	100,000	100,000
35	0,034	0,000	0,000	100,000	100,000
36	0,032	0,000	0,000	100,000	100,000

Sistemin toplam taban kesme kuvveti Denklem 2.5 ile hesaplanır.

Dışmerkez güçlendirme için ;

$$V_t = \frac{79480.42 \times 1.0 \times 0.4 \times 1.14}{8} = 4530.38 \text{ kN} > 0.10 \times 1 \times 0.4 \times 79480.42 = 3179.21 \text{ kN}$$

Merkezi güçlendirme için ;

$$V_t = \frac{79480.42 \times 1.0 \times 0.4 \times 1.31}{6} = 4029.76 \text{ kN} > 0.10 \times 1 \times 0.4 \times 79480.42 = 3179.21 \text{ kN}$$

Bu yüklerin katlara kütleleri oranında paylaştırılması Tablo 2.7 ve Tablo 2.8 de gösterilmiştir.

Ayrıca bina üst kotu H> 25m olduğu için ek olarak hesaplanması gereken tepe kuvveti ise Denklem 2.8 ile hesaplanır [1].

$$\Delta F_N = 0.0075\, N\, V_t \tag{2.8}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times 13 \times 4530.38 = 441.71 \text{KN} \tag{2.8}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times 13 \times 4029.76 = 392.90 \text{KN} \tag{2.8}$$

Tablo 2.7: Merkezi Güçlendirilmiş Sistemde Deprem Yükünün Katlara Dağılımı

Kat	H_i (m)	w_i (kN)	$w_i \times h_i$	$w_i h_i$	$(w_i h_i) / \Sigma$	F(kN)
13	44,2	598,146	26438,05	98,00929	0,139	961,47
12	40,8	610,3491	24902,24	92,31584	0,131	905,62
11	37,4	610,3491	22827,06	84,62285	0,120	830,15
10	34	610,3491	20751,87	76,92987	0,109	754,68
9	30,6	614,3611	18799,45	69,69199	0,099	683,68
8	27,2	618,7954	16831,23	62,39557	0,088	612,10
7	23,8	618,7954	14727,33	54,59612	0,077	535,59
6	20,4	618,7954	12623,43	46,79667	0,066	459,08
5	17	627,9483	10675,12	39,57406	0,056	388,22
4	13,6	637,2705	8666,879	32,12924	0,046	315,19
3	10,2	642,2717	6551,171	24,28604	0,034	238,25
2	6,8	647,0557	4399,979	16,31129	0,023	160,01
1	3,4	647,4943	2201,481	8,161174	0,012	80,06

Tablo 2.8: Dışmerkez Güçlendirilmiş Sistemde Deprem Yükünün Katlara Dağılımı

Kat	H_i (m)	w_i (kN)	$w_i \times h_i$	$w_i h_i$	$(w_i h_i) / \Sigma$	F(kN)
13	44,2	598,146	26438,05	98,00929	0,139	632,63
12	40,8	610,3491	24902,24	92,31584	0,131	595,88
11	37,4	610,3491	22827,06	84,62285	0,120	546,22
10	34	610,3491	20751,87	76,92987	0,109	496,56
9	30,6	614,3611	18799,45	69,69199	0,099	449,84
8	27,2	618,7954	16831,23	62,39557	0,088	402,75
7	23,8	618,7954	14727,33	54,59612	0,077	352,40
6	20,4	618,7954	12623,43	46,79667	0,066	302,06
5	17	627,9483	10675,12	39,57406	0,056	255,44
4	13,6	637,2705	8666,879	32,12924	0,046	207,39
3	10,2	642,2717	6551,171	24,28604	0,034	156,76
2	6,8	647,0557	4399,979	16,31129	0,023	105,29
1	3,4	647,4943	2201,481	8,161174	0,012	52,68

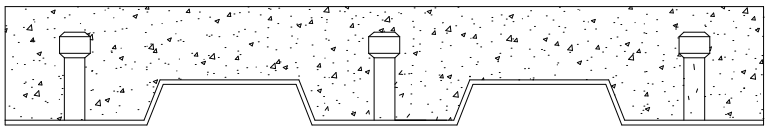
3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Yapı elemanları boyutlandırılırken elemanın taşıyıcı sistemdeki görevi dikkate alınmış, hesaplanan iç kuvvetlerin oluşturduğu kombinasyon değerlerine göre TS648'de verilen hesap yöntemleri kullanılmıştır [3]. Her elemanın ekleri ve birleşim detayları elemanın boyutlandırılması sonrasında hesaplanmış ve bölüm başlığına dahil edilmiştir. Farklı çözümlerin önerildiği elemanlarda ise sadece seçilen kesiti içeren çözümün detayı verilmiştir.

3.1. Kompozit Yapı Elemanlarının Hesabı

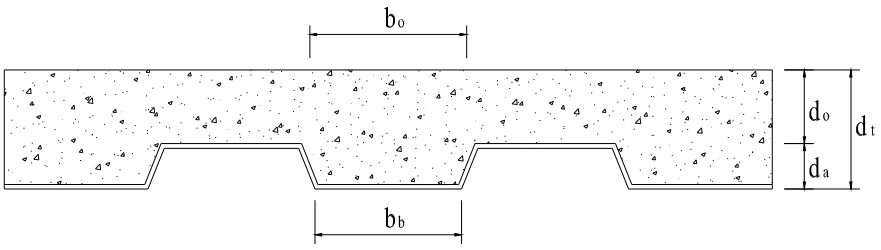
3.1.1. Kompozit Döşemelerin Hesabı

Kompozit çalışmanın gerçekleşebilmesi için, katlanmış çelik sac ile betonun beraber çalışması gerekir. Sac ile beton arasındaki aderans, bu beraber çalışma için yeterli değildir ve ihmal edilir. Aderansın sağlanması için Şekil 3.1'de olduğu gibi çelik kamalar kullanılmıştır [7].



Şekil 3.1: Kompozit Döşeme Beton-Çelik Bağlantı Tipi

Plak bir miktar hasır donatı ile güçlendirilmiştir. Hasır donatı konulmasının sebebi yükün homojen dağıtılması ve yangın mukavemetini artırmaktır [9]. Korozyona dayanıklı olması açısından galvanize sac kullanılmıştır. Çelik sacın elastisite modülü 220000 KN/m^2'dir. Sac kalınlığı t, en az 0.7 mm olmalıdır. Sac kalınlığı 0.8 mm seçilmiştir ve minimum sac kalınlığından büyüktür.



Şekil 3.2: Sac Profil ve Plağın Boyutları

Kompozit döşemenin boyutlandırılmasında aşağıdaki koşullar sağlanmalıdır [7] ;

$$\left.\begin{aligned} b_0 &\geq 50\,mm \\ d_0 &\geq 50\,mm \\ d_t &\geq 90\,mm \\ d_a &\leq 80\,mm \end{aligned}\right\} \qquad (3.1)$$

Katlanmış Sacın Kalıp Sürecinde Çalışması:

Katlanmış sac, kalıp görevini üstlenirken, üzerine yük olarak; kendi ağırlığı (g_a), beton ağırlığı (g_b), ve inşaat sürecindeki hareketli (p_0) yükleri gelir. Mesnet açıklığı 3m'den küçük olduğu için $p_{0=}2$ KN/m^2 olarak alınmıştır. Burada HiBond 40/1 tip çelik saç kullanılmıştır. Katlanmış sacdaki kesit zorları sürekli kiriş kabulüyle belirlenmiştir [7].

Karma Çalışma Süreci:

Kompozit plak, bu aşamada bütün işletme yüklerini (g+q) taşıyacak şekilde ele alınmıştır. Mesnetlerde kesitin %0,2'si kadar mesnet donatısı koyulmuştur [12].

Kompozit Döşeme Mukavemet Hesapları:

Kompozit döşeme mukavemet hesapları 1 metre genişliğinde döşeme şeridi için yapılmıştır. Hesaplarda ilk önce Denklem 3.2 kullanılarak çelik kesitin taşıma sınır durumundaki eksenel yükü bulunur, ardından Denklem 3.3 ile tarafsız eksenin yeri belirlenir.

$$Z=\alpha_a \times \sigma_a \times A_s \qquad (3.2)$$

$$y=\frac{Z}{\alpha_b \times \sigma_{br} \times (100cm)} \leq \begin{cases} d_0 \\ d_s/2 \end{cases} \qquad (3.3)$$

Bu bilgilerden sonra kesitin pozitif moment kapasitesi denklem 3.4'deki gibidir.

$$M_u = Z \times \left(d_s - \frac{y}{2} \right) \tag{3.4}$$

Sehim kontrolü yapılırken beton kısım eşdeğer çelik şeklinde ataleti Denklem 3.5'deki gibi ataleti azaltılarak hesaplanır.

$$b' = \frac{b_{eff}}{2 \times n} \tag{3.5}$$

Denklem 3.5 de kullanılan $n=E_a/E_b$; çelik elastisite modülünün beton elastisite modülüne oranıdır.

Burada basit kirişler için kullanılan sehim formülü Denklem 3.6'dan yararlanılabilir[6].

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} \tag{3.6}$$

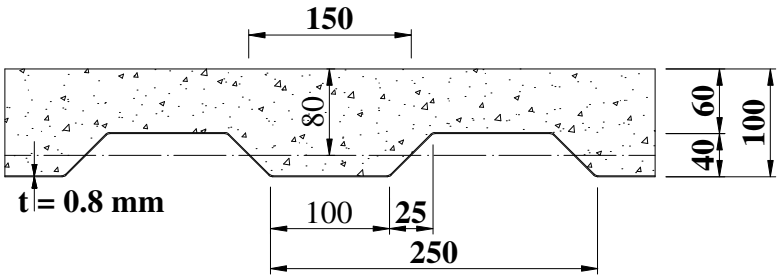
Burada kullanılan simgeler:

α_a : Çelik malzeme emniyeti için azaltma katsayısı

α_b : Beton malzeme emniyeti için azaltma katsayısı

σ_{br} : Beton Ezilme Gerilmesi

A_s : Kullanılan Çelik alanıdır.



Şekil 3.3 : Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti

Seçilen kesit için karma çalışma ön koşullarının irdelenmesi [12] :

$$t = 0.8 \text{ mm} > t_{min} = 0.7 \text{ mm}$$

$$d_a = 50 \text{ mm} < \max d_a = 80 \text{ mm} \quad (3.1)$$

$$d_0 = 50 \text{ mm} \geq \min d_0 = 50 \text{ mm}$$

$$d_t = 100 \text{ mm} \geq \min d_t = 90 \text{ mm}$$

Çelik sac levha, simetrik dalgalı olduğu için ağırlık merkezi 40 mm yüksekliğin ortasından geçer.

$$b_0 = 80 \text{ mm} > \min b_o = 40 \text{ mm}$$

Çelik sac levha, simetrik dalgalı olduğu için ağırlık merkezi 40 mm yüksekliğin ortasından geçer. Katlanmış sacın büküm yarıçapı ise r= 5mm <8 mm'den küçüktür [7].

Yüklerin Belirlenmesi:

Katlanmış sacın ağırlığı (Şekil 3.3);

$$A_S = 2\left(10 + \sqrt{2,5^2 + 4^2}\right) \times \frac{100}{25} \times 0,08 = 9.42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$g_a = 0.000942 \times 1 \times 78.5 = 0.074 \text{ kN/m}^2 \quad \text{(Katlanmış çelik sac)}$$

Beton kesitin ağırlığı

$$g_b = \left(1 \times 0.06 + \frac{1}{0.25} \times \frac{0.1+0.15}{2} \times 0.04\right) \times 1 \times 25 = 2.38 \text{ kN/m}^2 \quad \text{(Beton)}$$

Buradan toplam özyük;

$$g_s = g_b + g_a = 0.074 + 2.38 = 2.454 \text{ kN/m}^2$$

Sıva ve kaplamadan gelen ağırlık ise;

$$g' = 0.05 \times 22 = 1.1 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 2.45 + 2.1 = 4.55 \text{ kN/m}^2$$

Katlanmış çelik sacın kalıp sürecinde hesabı (1.1 m genişlik için) :

$$g = 1.1 \times g_s = 1.1 \times 2.45 = 2.69 \text{ kN/m} = 2.69 \text{ kg/cm}$$

$$q = 1.1 * 2.00 = 2.20 \text{ kN/m} = 2.20 \text{ kg/cm}$$

$$I_a = \frac{100}{25} \times 2 \times \left(\frac{0.08 \times 4^3}{12} + 0.1 \times 10 \times 1.95^2\right) = 27.74 \text{cm}^4 \quad \text{(Çelik Saçın Atalet Momenti)}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{(2.2+2.69) \times 110^4}{2100000 \times 27.74} = 0.16 \text{cm} \quad (3.6)$$

$$\max f = 0.16 \text{cm} < f_{lim} = \frac{110}{150} = 0.733 \text{ cm} \quad \text{(uygun)}$$

Profillenmiş çelik sacları oluşturan düzlemsel parçaların genellikle genişlik/et kalınlığı oranları büyüktür. Eğilme momenti veya basınç etkisi altında olan bu düzlemsel parçalarda basınç gerilmelerinin değeri akma gerilmesine ulaşmadan yerel burkulma meydana gelebilir. Bu çelik sacın dayanım rijitliğini azaltır. İnce cidarlı elamanların bu tipinin hesabı için yönetmelikler "etkili genişlik" kavramını kullanırlar. Basınç başlığının etkili genişliği, enkesitin tarafsız ekseninin yerine ve başlıktaki maksimum gerilmeye bağlıdır. Bu süreçte, profillenmiş çelik sac enkesit karakteristikleri ince cidarlı elemanlar ile ilgili boyutlama kurallarına göre ele alınarak gerekli kontroller yapılır [9]. Şekil 3.2 ve 3.3'den alınan değerlerler bu kontrol yapılırsa;

$$\frac{b_b}{t} = \frac{10}{0.08} = 125 > 45\sqrt{\frac{2.35}{\sigma_a}} = 45\sqrt{\frac{2.35}{2.4}} = 44.5 \quad \text{(Kalın cidarlı hesap yapılamaz)}$$

$$b' = b\text{-}2t = 10 - 2 \times 0.5 = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t}=\frac{9}{0.08}=112.5<500,\ d_g'=\sqrt{2.5^2+4^2}-2\times0.5=3.72\ \text{cm}$$

$$\frac{d_g'}{t}=\frac{3.72}{0.08}=46.5<150$$ (İnce cidarlı hesap yapılabilir)

$$\sigma=\sigma_{em}=0.6\times\sigma_F=0.6\times24=14.4\ \text{kN/cm}^2$$

$$\frac{b'}{t}=112.5>1.64\sqrt{\frac{21000}{14.4}}=65.4$$

Buradan etkin genişlik;

$$b_e=1.64\times0.08\times\sqrt{\frac{21000}{14.4}}=5.23\ \text{cm}$$

$$b''-b_e=10-5.23=\ 4.77\ \text{cm}$$

Burada kullanılan simgeler;

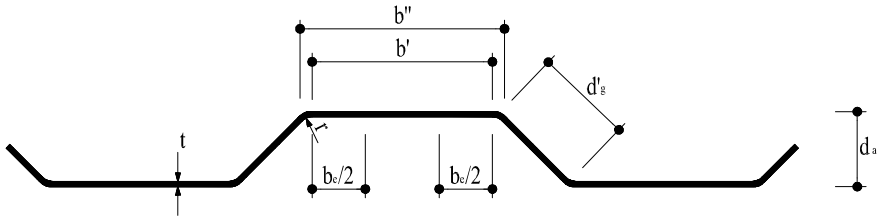
b' : Profil eğrilik yarıçapların uzunluğu düşülmüş basınç başlığı

b_b : Basınç başlığı

d'_g : Basınç başlığına komşu dikey saç kısmı

b_e : Yanal burkulmayla kaybedilen kesit boyu

b" : Etkili basınç başlığı genişliği



Şekil 3.4: Katlanmış İnce Cidarlı Eğilme Elemanı

Bundan sonra tarafsız eksenin yeri bulunursa;

$$y' = \frac{-4.77 \times 0.08 \times 4 \times 2.45}{12.47 - 4.77 \times 0.08 \times 4} = -0.341 \text{ cm}$$

Negatif değer aşağıya kaymayı belirtmektedir. Kesitin atalet momenti;

$$I_e = 27.74 - 4 \times 4.77 \times 0.08 \times 2.45^2 - (12.47 - 4 \times 4.77 \times 0.08) \times 0.341^2 = 17.30 \text{ cm}^2$$

$$W_e = \frac{17.30}{2.806} = 6.17 \text{ cm}^3$$

Sacda oluşan kesit etkileri;

$$\max |M| = (g+q) \times l^2/8 = (0.0269 + 0.0220) \times 110^2 / 8 = 73.96 \text{ kNcm}$$

$$\max |Q| = (g+q) \times l = (0.0269+0.0220) \times 110 = 5.38 \text{ kN}$$

Sacdaki gerilmelerin kontrolü yapılırsa;

$$\sigma = \frac{M_{maks}}{W_e} = \frac{73.96}{6.17} = 11.98 \text{ kN/cm}^2 < 14.4 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{(uygun)}$$

$$\tau = \frac{Q_{maks}}{F} = \frac{5.38}{2 \times (4 - 2 \times 0.08) \times 0.08 \times 4} = 2.18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{11.98^2 + 3 \times 2.18^2} = 12.56 \text{ kN/cm}^2 < 0.75 \times 24 = 18.00 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{(uygun)}$$

Karma plakta taşıma gücü kontrolü (1 metre genişlik için) yapılırsa, yukarda belirtilen kompozit çalışma için kullanılan denklemlerden:

$q = g+q = 4.55+2.00 = 6.55 \text{ kN/m}$

$$Z = 1 \times 24 \times 9.42 = 226.06 \text{ kN} \quad (3.2)$$

$$y = \frac{226.06}{0.7 \times 3.5 \times 100} = 0.92 \text{cm} < \begin{cases} d_o = 7 \text{ cm} \\ \frac{d_s}{2} = \frac{9.5}{2} = 4.75 \text{ cm} \end{cases} \quad (3.3)$$

$$M_u = 226.06 \times (8.0 - \frac{0.92}{2}) = 1704 \text{ kNcm} \quad (3.4)$$

$$\text{maks } M = \frac{(1.7 \times 0.0655) \times 110^2}{8} = 168.41 \text{ kNcm}$$

$$\max |M| = 168.41 \text{ kNcm} < M_u = 1704 \text{ kNcm} \quad \text{(uygun)}$$

Sehim kontrolü:

$$E_b = 3200 \text{ kN/cm}^2, \; E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21000}{3200} = 6.56$$

Elastisite modülü hesaplanırken beton kesit eşdeğer çelik kesite dönüştürülürse;

$$b' = \frac{100}{2 \times 6.56} = 7.62 \text{ cm} \quad (3.5)$$

$$F_b = 6 \times 7.62 = 45.72 \text{ cm}^2$$

$$F_a = 9.42 \text{ cm}^2$$

Tarafsız eksenin yeri ve atalet momenti bulunur;

$$y_0 = \frac{45.72 \times 3 + 9.42 \times 8}{45.72 + 9.42} = 3.85 \text{ cm}$$

$$y_u = 10 - 3.85 = 6.15 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{7.2 * 6^3}{12} + 43.20\left(3.85 - \frac{6}{2}\right)^2 + 20.03 + 9.41\left(8.65 - \frac{4}{2}\right)^2 = 605 \text{cm}^4$$

Buradan sehim ise;

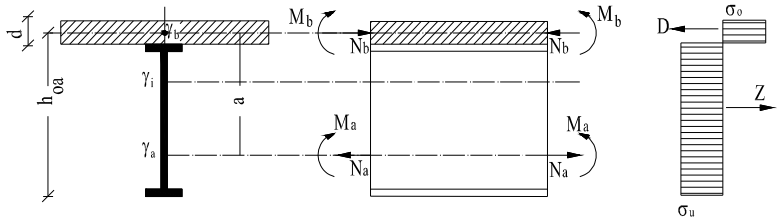
$$f_{maks} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{0.0655 \times 110^4}{2.1 \times 10^4 \times 605} = 0.098 \text{cm} \; \leq \frac{110}{300} = 0.366 \text{cm} \quad (3.6)$$

Döşemeler için rijit diyafram etkisinin sağlanması için her iki doğrultuda % 0.02'lik donatı konması tavsiye edilmektedir [9].

$A_s = 0,002 \times 10 \times 100 = 2cm^2 \leq 2.21cm^2$ (Seçilen Q221/221 Hasır Çelik Uygun)

3.1.2. Kompozit Döşeme Kirişlerinin Hesabı

Betonarme döşeme plaklarıyla çelik döşeme kirişlerinin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan karma (kompozit kirişler) kirişler, üzerlerine serbestçe oturan bir betonarme plağı yalnız başlarına taşımaya çalışan çelik kirişlere göre daha ekonomiktir. Çünkü bir karma kirişte, eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profilce, basınç bileşeni ise ya yalnız betonarme plakça, ya da betonarme plak ve çelik profilin bir bölümünce ortak olarak taşınmaktadır. Dolayısıyla da çelik profil, eğilmenin basınç bileşenini taşımaktan ya bütünüyle, ya da büyük ölçüde kurtulmaktadır. Betonarme tablanın bir ölü yük olmaktan çıkıp eğilmenin basınç bileşenini taşıyan yararlı bir elemana dönüşmesinin yanı sıra, böyle bir ortak çalışmada kuvvet çiftine ait *z* manivela kolunun da büyümesi ikinci bir ekonomik etken oluşturmaktadır. Karma kirişlerin çelik kirişlere karşı gösterdikleri bu üstünlük, betonarme kirişlerle kıyaslanmalarında da ortaya çıkar. Bir betonarme kirişe göre her zaman daha hafif olan karma kiriş kullanıldığında, konstrüksiyon yüksekliği açısından bir sınırlama mevcutsa, aynı yükseklikteki betonarme kirişten daha az çelik kullanılarak teşkil edilebilir. Burada karma kirişlerin hesabı plastik yöntem kullanılarak yapılmıştır [12].



Şekil 3.5: Karma Kirişte Kesit Etkileri

Bu yöntemin temeli Şekil 3.5'de görülmektedir. Hesap için gerekli kavramlar işlem sırasına göre aşağıda verilmektedir.

Etkin betonarme döşeme genişliği;

$$b_{eff} = \begin{cases} l_x & ; l_x : \text{Kirişler arası aks aralığı} \\ l/4 & ; l : \text{Kiriş açıklığı} \\ 16d + b_{ao} & ; d : \text{tabla kalınlığı},\ b_{ao} : \text{Çelik profilin üst başlığı} \end{cases} \quad (3.7)$$

Beton ve çelik kesitin taşıma gücü kapasiteleri çekme ve basınçta sırasıyla;

$$Z = \alpha_a \sigma_a F_a \quad (3.8)$$

$$D = \alpha_b \sigma_{br} b_{eff} y \quad (3.9)$$

Tarafsız eksenin yeri;

$$y = \frac{\alpha_a \sigma_F F_a}{\alpha_b \sigma_{br} b_{eff}} \quad (3.10)$$

Moment kolu ve moment kapasitesinin bulunması;

$$h_{oa} = t_{bo} + \frac{1}{t_g}\left[\frac{F_a}{2} - b_{ao} t_{bo}\right] \quad (3.11)$$

$$y \le d \text{ olması durumunda : } M_u = Z \times e = Z\left[h_{ao} + d - \frac{y}{2}\right] \quad (3.12)$$

Yükler ve gerilmelerin hesabı:

Kaplama + sıva ..... $0.05 \times 22 = 1.10\ kN/m^2$

Betonarme plak ..... $0.10 \times 25 = 2.50\ kN/m^2$

Tesisat + havalandırma ..... $= 1.50\ kN/m^2$

$5.10\ kN/m^2$

q ..... $= 2.00\ kN/m^2$ (Döşeme hareketli yük değeri)

g_1 ..... $5.10 \times 1.1 = 5.61\ KN/m^2$

g_0 ..... $= 0.19\ KN/m$ (g_0: Kiriş zati ağırlığı)

$g_t =$ ..... $g_1 + g_0 = 5.8\ KN/m^2$

q_1 ..... $1.1 \times 2.0 = 2.2\ KN/m^2$ (1 metre aralık için yük)

$q =$ ..... $g_1 + g_0 + q_1 = 6.8\ KN/m$

$$b_{eff} = \begin{cases} 1.1\text{m} \\ 6.25/4 = 1.562\,\text{m} \\ 16\times 0.08 + 0.073 = 1.35\,\text{m} \end{cases} \qquad (3.7)$$

$b_{eff} = 1.1\text{m}$

IPE 180 (Çelik kalitesi ST37) :

$E_a = 21000\,\text{kN/cm}^2$, $\sigma_a = 24.0\,\text{kN/cm}^2$, $F = 23.95\,\text{cm}^2$, $I_x = 1316\,\text{cm}^4$

C30 Betonu için:

$E_b = 3200\,\text{KN/cm}^2$, $\sigma_a = 2.25\ \text{KN/cm}^2$

$\alpha_a = 0.94$ değeri yerine konulduğunda [12].Çelik kesitin taşıma gücü;

$$Z = 0.94\times 24\times 23.95 = 540.3\ \text{KN} \qquad (3.8)$$

Bu durumda tarafsız eksenin yeri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$y = \frac{540.3}{0.74\times 2.25\times 110} = 2.95\text{cm} \le d = 10 \qquad (3.10)$$

$$h_{oa} = 0.69 + \frac{1}{0.41}\left[\frac{23.95}{2} - 7.3\times 0.69\right] = 17.61 \qquad (3.11)$$

Son olarak kesitin taşıyabileceği moment kapasitesi bulunmuş olur.

$$M_u = 540.3\times\left[17.61 + 10 - \frac{2.95}{2}\right] = 14120\ \text{KNcm} \qquad (3.12)$$

$$M = \frac{1.7\times q\times l^2}{8} = \frac{1.7\times 0.068\times 625^2}{8} = 5645\text{KNcm} \le M_u = 14120\ \text{KNcm} \qquad \text{(uygun)}$$

Sehim kontrolü:

$E_b = 3200\ \text{kN/cm}^2$, $E_a = 21000\ \text{kN/cm}^2$

$$n=\frac{E_a}{E_b}=\frac{21000}{3200}=6.56$$

Eşdeğer kesit:

$$b'=\frac{110}{2\times 6.56}=8.38\ \text{cm} \tag{3.5}$$

$$F_b=10\times 8.38=83.80\ \text{cm}^2$$

$$F_a=23.95\,\text{cm}^2$$

$$y_0=\frac{23.95\times 9-83.80\times 5}{83.8+23.95}=-1.88\ \text{cm}$$

$$I_x=\frac{10\times 8.38^3}{12}+83.8\times(5+1.88)^2+1316+23.95\times 1.88^2$$

$$I_x=5091\text{cm}^4$$

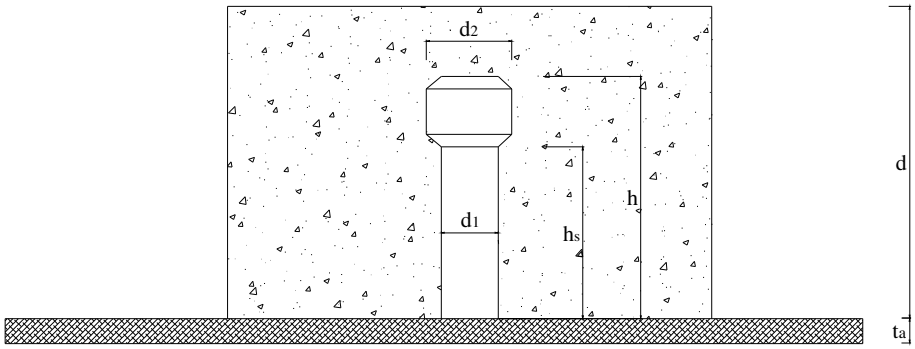
$$f_{maks}=\frac{5}{384}\times\frac{0.068\times 625^4}{2.1\times 10^4\times 605}=1.06\text{cm}\ \le\frac{l}{300}=\frac{625}{300}=2.08\text{cm} \tag{3.6}$$

Kayma Elemanlarının Hesabı:

Bir kayma kirişte, kayma bağlantılarının amacı çelik enkesitle betonarme plağı birbirlerine, bir bütün olarak çalışabilecekleri şekilde bağlamaktır. Bir kayma elemanının Alman normunca uyması gereken büyüklükleri şekilde verilmiştir [12].

$$\left.\begin{array}{l} h_s\ge 5\,\text{cm} \\ d_1\le\begin{cases}2.3\,\text{cm}\\ 2\times t_a\end{cases} \\ d_2\ge 1.5\times d_1\end{array}\right\}$$ Kayma Elemanı için tavsiye edilen değerler

Bir kayma elemanın yük taşıma kapasitesi Denklem 3.13'den bulunur [12].



Şekil 3.6: Kayma Elemanlarının Kesit Görünüşü

$$H_{lu} = 0.32 \times \alpha_{br} \times d_1^2 \sqrt{\beta_{wn} \times E_b} \le 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_{FH} \tag{3.13}$$

E_b : Betonun Elastisite Modülü

σ_{FH} : Kayma bağlantısının akma sınırı ($\max \sigma_{FH} = 35\,kN/cm^2$)

$$\alpha = \begin{cases} h/d_1 = 3.0 \text{ için } 0.85 \\ h/d_1 \ge 4.2 \text{ için } 1.00 \end{cases} \tag{3.14}$$

Başlık saplamalarının birbirlerine uzaklıkları:

Enine doğrultuda $e \ge 4 \times d_1$

Boyuna doğrultuda $e_b \begin{cases} \ge 5 \times d_1 \\ \le 4 \times d; 60\,cm \end{cases}$ (3.15)

Bir moment ekstremum noktası ile bir moment sıfır noktası arası olarak sınırlandırılacak bir kayma bölgesine konulması gerekli kayma bağlantı elemanı sayısı, plastik hesapta Denklem 3.16 ile hesaplanır.

$$n_h = \frac{H}{\alpha_H \times H_{lu}} \tag{3.16}$$

H : söz konusu bölgede plaka çelik arasındaki kayma kuvveti

α_H : genellikle 0.85 değerinde alınan bir güvenlik katsayısıdır.

Ele alınan kayma bölgesinde, çelik profilin taşıyabileceği z kuvveti ile beton tablanın taşıyabileceği D_b basınç kuvvetinden küçük olanına eşittir.

$$H=\left\{\begin{matrix} Z=\alpha_a \times \sigma_F \times F_a \\ D=\alpha_b \times \sigma_{br} \times b_{eff} \times d \end{matrix}\right\}_{min} \tag{3.17}$$

Kayma elemanı olarak akma sınırı $\sigma_{FH} = 35$ kN/cm^2 boyu 6 cm, kalınlığı 1.8 cm olan kamalar seçilmiştir. Denklem 3.14 uyarınca;

$\alpha = \{6/1.8 = 3.33 \cong 3$ için 0.85 olur. Kamanın yük taşıma kapasitesi ise buradan;

$$H_{lu} \le \begin{cases} 0.32 \times 0.85 \times 1.8^2 \sqrt{3200 \times 3.5} = 93.26 \text{ kN} \\ 0.55 \times 1.8^2 \times 35 = 62.37 \text{ kN} \end{cases} \tag{3.13}$$

$H_{lu} = 62.37$ kN

$\alpha_a = 0.94$, $\alpha_b = 0.74$ değeri 3.17 Denkleminde yerine konulduğunda beton ve çelik kesitte oluşan çekme ve basınç kapasitelerine bağlı olarak kayma kuvveti aşağıda görüldüğü gibi elde edilir[12].

$$Z = 0.94 \times 24 \times 23.95 = 540.3 \text{ KN} \tag{3.8}$$

$$D_b = 0.74 \times 2.25 \times 110 \times 10 = 1381.5 \text{ kN} \tag{3.9}$$

$$H = 540.3 \text{ kN} \tag{3.17}$$

Bu durumda kullanılacak kama sayısı ve aralıkları aşağıdaki gibi belirlenir;

$$n_h = \frac{540.3}{0.85 \times 62.37} = 10,19 \rightarrow 12 \text{ adet} \tag{3.16}$$

$$e_b \begin{cases} \ge 5 \times 1.8 = 9 \text{ cm} \\ \le 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \\ \le 60 \text{ cm} \end{cases} \tag{3.15}$$

Seçilen 12'şer adet Kama elemanları 30 cm arayla çakılacaktır.

3.2. Kolonların Boyutlandırılması

Çerçeve ana kirişleri genellikle alt katlarda sıcaklık değişiminin üst katlarda ise depremin etkili olduğu kombinasyonlarda en kritik iç kuvvet değerlerine erişmiştir. Eleman hem normal kuvvete hem de döşeme kirişlerine mesnetlik etmesi dolayısıyla kesme kuvvetinin oluşturduğu momente sahiptir. Elemanın boyutlandırılması eksenel basınç ve eğilme etkisindeki çubuklar için yapılan hesaplar uygulanacaktır. Eleman boyutlandırılırken Denklem 3.18 koşulu sağlanırsa Denklem 3.20, aksi halde 3.19 denklemleri kullanılır [4].

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15 \tag{3.18}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right) \times \sigma_{By}} \leq 1 \tag{3.19a}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \tag{3.19b}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \tag{3.20}$$

Denklemlerde y ekseni için bulunan terimler kontrol edilen ana kirişte bu eksen doğrultusunda iç kuvvet bulunmaması dolayısıyla kullanılmayacaktır.

σ_{eb} : Yalnız eksenel basıç etkisi altında hesaplanan gerilme

σ_{bem} : Yalnız eksenel basınç kuvveti etkisinde uygulanacak emniyet gerilmesi

σ_{bx}, σ_{by} : Yalnız eğilme momentleri etkisinde hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

σ_{Bx}, σ_{By} : Yalnız eğilme momentleri etkisinde uygulanacak eğilme-basınç başlığı için gerilmeleriemniyet gerilmeleri

$\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$: (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmsinden türetilen gerilmeler

C_{mx}, C_{my} : Elemanın uçlarına etkiyenM_x, M_y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önüne tutan katsayılar

Herhangi bir enkesitte basınç başlığı olarak enkesitin başlık elemanıyla, basınç bölgesindeki gövde yüksekliğinin (1/3)'nün çalıştığı varsayılır [4].

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} \tag{3.21}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{çem}}{\omega_x} \tag{3.22}$$

$$\sigma_b = \frac{M_x}{I_x} \times (d_1 + t_1) \tag{3.23}$$

$$\lambda_{yb} \le \sqrt{\frac{3.10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^7 \times C_b} \right] \tag{3.24}$$

$$\lambda_{yb} \ge \sqrt{\frac{3.10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times C_b}{\lambda_{yb}^2} \tag{3.25}$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{s_{ky} \times \frac{d}{F_b}} \tag{3.26}$$

$$\sigma_{Bx} \le 0.6 \times \sigma_a \tag{3.27}$$

Elemanın zayıf yönde narinliğine göre Denklem 3.24 veya Denklem 3.25 ile yalnız eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak eğilme basınç başlığı emniyet gerilmeleri hesaplanır. Ayrıca bulunan bu emniyet gerilmesi Denklem 3.27 ile bulunan değerden küçük olmalıdır. En kesitte basınç başlığı dolu kesit, dikdörtgene yakın formda ve alanı da çekme başlığından küçük değilse Denklem 3.26 denklemiyle emniyet gerilmesi sınırlandırılır [4]. 3.19a Denkleminde geçen σ_e' ifadesi ise denklem 3.28'den hesaplanır.

$$\sigma_e' = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} \tag{3.28}$$

Kolon hesapları yukarda bahsi geçen elastik yöntem yoluyla yapılmıştır. Bu hesapların haricinde D.B.Y.Y.H.Y.'e göre çelik yapı elemanlarının ve birleşim

detaylarının tasarımında, aşağıda verilen artırılmış deprem yükleri de göz önüne alınacaktır. Bu yüklemeler:

$1.0\,G + 1.0\,Q \pm \Omega_o\,E$ ve ya

$0.9\,G \pm \Omega_o\,E$

şeklinde olacaktır. Büyütme katsayıları ise Tablo 3.1' den alınacaktır.

Tablo 3.1: Büyütme Katsayıları

TAŞIYICI SİSTEM TÜRÜ	Ω_o
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

Gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme kapasiteleri ise D.B.Y.Y.H.Y de şu şekilde tanımlanmıştır:

Eğilme momenti kapasitesi : $M_p = W_p \sigma_a$ (3.29a)

Kesme kuvveti kapasitesi: $V_p = 0.60 \sigma_a$ b t (3.29b)

Eksenel basınç kapasitesi: $N_{bp} = 1.7 \sigma_{bem} A$ (3.29c)

Eksenel çekme kapasitesi: $N_{çp} = \sigma_a A_{net}$ (3.29d)

Birleşim elamanlarının gerilme kapasiteleri ise:

Tam penatrasyonlu Kaynak : σ_a (3.29e)

Kısmi penatrasyonlu, köşe kaynak ve bulonlu birleşimler: 1.7 σ_{bem} (3.29f)

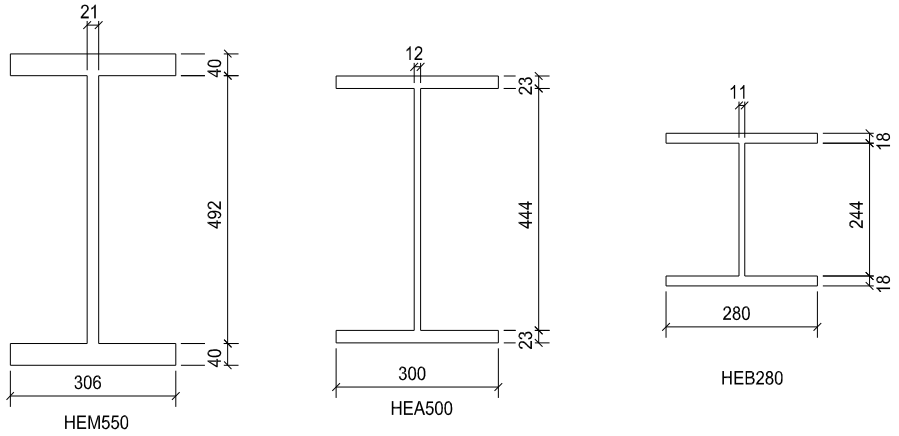
Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında, σ_a akma gerilmesi yerine $D_a \sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacaktır.

Arttırılmış akma gerilmesinin hesabında uygulanacak D_a katsayıları, yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak, Tablo 4.1' de verilmiştir [1].

TABLO 3.2: D_a Arttırma Katsayıları

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	D_a
Fe 37 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.2
Diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri	1.1
Tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar	1.1

Modelde 1–5 katları arası: HEM550, 5–9 katları arası HEA500 ve 9–13 katları arasında HEB280 tip kolon, olmak üzere toplam 3 farklı kolon bulunmaktadır (Şekil 3.7). Ayrıca binanın kesişim noktalarında kiriş bağlantılarında güçlük göz önüne alınarak, 350 ve 300mm çaplarında t=20 ve t=15mm et kalınlığına sahip boru elemanlar kullanılmıştır. Kolonların boyutlandırılması yapılırken en olumsuz kesit tesirlerine göre yapılmıştır. Ayrıca kolonlar D.B.Y.Y.H.Y. da belirtilen enkesit koşullarından Tablo 3.3.de belirtilen eğilme ve eksenel basınç etkisindeki elemanların koşullarını sağlamalıdır.



Şekil 3.7: Yapıda Kullanılan Kolonlar

3.2.1. 1. ve 5. Kat Arasındaki Kolonların Boyutlandırılması

Bu katdaki kolonlarda HEM550 profili kullanılmıştır. Elemanlar eğilme ve basınç etkisinde olan elemanlardır. Özellikle çaprazların yerleştirildiği akslarda deprem kuvvetlerinden dolayı büyük normal kuvvetler göze çarpmaktadır. Diğer iç akslardaki kolonlar ise çerçeve davranışının getirdiği moment ve düşey yükler

altında normal kuvvetler ile zorlanmaktadır. Bunun için iki farklı tip kolon bu katlar için incelenebilir.

Tablo 3.3: Enkesit Koşulları

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme Etkisindeki **I** Kesitleri **U** Kesitleri	b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.4\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme Etkisindeki **I** Kesitleri **U** Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Basınç Etkisindeki **T** Kesitleri **L** Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.4\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme ve Eksenel Basınç Etkisindeki **I** Kesitleri **U** Kesitleri	h/t_w	$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert \le 0.10$ için $3.2\sqrt{\mathrm{E_s}/\sigma_\mathrm{a}}\left(1-1.7\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$	$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert \le 0.10$ için $4.0\sqrt{\mathrm{E_s}/\sigma_\mathrm{a}}\left(1-1.7\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$
		$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert > 0.10$ için $1.33\sqrt{\mathrm{E_s}/\sigma_\mathrm{a}}\left(2.1-\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$	$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert > 0.10$ için $1.66\sqrt{\mathrm{E_s}/\sigma_\mathrm{a}}\left(2.1-\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler	D/t	$0.05\frac{E_s}{\sigma_a}$	$0.07\frac{E_s}{\sigma_a}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t *veya* h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$1.1\sqrt{E_s/\sigma_a}$

Burada:

b : I kesitlerinde yarım başlık genişliği
U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği

h : I,U,T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği
L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu

D : Dairesel halka kesitlerde (borularda) dış çap

t : I,U,T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı halka kesitlerde (borularda) kalınlık

t_w : I,U,T,L kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı

HEM550 için kesit özellikleri:

$A=354cm^2$ $W_{xx}=1252cm^3$ $W_{yy}=6923cm^3$

$i_{xx}=7,35cm$ $i_{yy}=23,65cm$

h=57.2cm b=30.6cm t_f=4cm t_w=2.1cm

Güçlendirilmiş çerçeve aksları için en olumsuz kesit etkileri:

P= -4834 KN, M_{xx} = 737 kNcm, M_{yy} = 16481 kNcm , T_{33}= 43,32 kN

HEM550 için enkesit kontrolü: Tablo 3.2 den;

$$\left|N_d/\sigma_a A\right|=4834/\left(24\times354\right)=0.56>0.10 \text{ için}$$
$$57.2/2.1=27.24\le1.33\sqrt{21000/24}\left(2,1-0.56\right)=60.58 \quad \text{(uygun)}$$

$$b/t=15.3/4=3.83\le0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}=8.87 \quad \text{(uygun)}$$

TS648 Nomograflarından bulunan burkulma boyu katsayıları;

$\beta_{kx}=0.82$ (x yönünde)

$\beta_{ky}=0.84$ (y yönünde)

$$\lambda_x=\frac{0.82\times340}{7.35}=39,\ \lambda_y=\frac{0.84\times340}{23.65}=12$$

$\lambda_x=39\rightarrow\omega_y=1.16$

$$\sigma_{eb}=\frac{4834}{354}=13.65\ kN/cm^2 \quad (3.21)$$

$$\sigma_{bemx}=\sigma_{bemy}=\frac{28.16}{1.16}=24.28\ kN/cm^2 \quad (3.22)$$

$$\sigma_{bx}=\frac{16481}{6923}=2.38\ kN/cm^2 \quad (3.23)$$

$$\sigma_{by}=\frac{737}{1252}=0.58\ \text{kN/cm}^2 \tag{3.23}$$

$$C_{bx}=1.75-1.05\left(\frac{3677,72}{4268,45}\right)+0.3\times\left(\frac{3677,72}{4268,45}\right)^2=1.06 \tag{EK A}$$

$$C_{by}=1.75-1.05\left(\frac{532}{737}\right)+0.3\times\left(\frac{532}{737}\right)^2=1.15 \tag{EK A}$$

$$\sigma'_{ex}=\sigma'_{ey}=\frac{829\times10^4}{39^2}=5450,4\ \text{kg/cm}^2\cong 54,5\,\text{kN/cm}^2 \tag{3.28}$$

$$C_m=0.6-0.4\times\left(\frac{3677,72}{4268,45}\right)<0.4 \tag{EK B}$$

Basınç başlığının yanal burkulma tehlikesinin kontrolü için basınç başlığı atalet momenti ve narinliği bulunursa;

$$I_{yb}=4.0\frac{30.6^3}{12}=9550\text{cm}^3$$

$$i_{yb}=\sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}}=\sqrt{\frac{9550}{30.6\times4}}=8.83\text{cm}$$

$$\lambda_{yb}=\frac{340}{8.83}=38.5<\sqrt{\frac{3\times10^7\times1}{2400}}=111\ \text{için ;}$$

3.24 ve 3.25 denklemleri kullanılarak sadece eğilmede emniyet gerilmesi;

$$\sigma_{Bx1}=\left[\frac{2}{3}-\frac{2400\times38.5^2}{9\times10^7\times1.06}\right]\times2400=1505\ \text{kg/cm}^2=15.05\ \text{kN/cm}^2 \tag{3.24}$$

$$\sigma_{Bx2}=\frac{84\times10^4\times1.06}{340\times\frac{57}{30.6\times4}}=5305\ \text{kg/cm}^2\cong 53.05\ \text{kN/cm}^2>14.4\ \text{kN/cm}^2 \tag{3.26}$$

$\sigma_{Bx2}=14.4\ \text{kN/cm}^2$

Yanal burkulma tehlikesi yoktur.

$$\sigma_{Bx} \le 0.6\times24\times1.33=19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.27)$$

$$\frac{13.65}{24.28}+\frac{0.4\times0.58}{\left(1-\frac{13.65}{54.5}\right)\times19.15}+\frac{0.4\times2.38}{\left(1-\frac{13.65}{54.5}\right)\times19.15}=0.56+0.01+0.07=0.64<1 \quad (3.19a)$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

V= 43.32 kN

$F_g = 121 \text{ cm}^2$

$$\tau=\frac{V}{F_g}=\frac{74.61}{121}\cong 0.61 \text{ kN/cm}^2 < 9.56 \text{ kN/cm}^2$$

Bu kolon için dayanım kapasitesi kontrolü:

Merkezi Güçlendirilmiş çözümde Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2$ için bu kolonlarda oluşan etkiler :

P= -7145 KN, M_{xx} =122 kNcm, M_{yy} =3320 kNcm

A=383cm^2 $W_p = 7933\text{cm}^3$

M_P=190392KNcm $N_{bp} = 9192\text{KN}$

$$\frac{8282}{9192}+\frac{3320}{190392}=0.91<1 \quad \text{(uygun)}$$

Aynı kolon için dış merkez güçlendirilmiş çözümde dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2.5$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -6168 KN, M_{xx} =178 kNcm, M_{yy} =3501 kNcm

A=383cm^2 $W_p = 7933\text{cm}^3$

$M_P=W_p\times\sigma_a$=190390KNcm $N_{bp} = F_a\times\sigma_a = 13788\text{KN}$

$$\frac{6168}{9192}+\frac{35010}{190390}=0.68<1 \qquad \text{(uygun)}$$

Güçlendirilmemiş çerçeve aksları için en olumsuz kesit etkileri :

P= -4257 KN, M_{xx} =310kNcm, M_{yy} = 4599 kNcm ,T_{33}= 12.25 kN

TS648 Nomograflarından bulunan burkulma boyu katsayıları;

$\beta_{kx}=0.82$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$\beta_{ky}=0.84$ (y yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda_x=\frac{0.82\times340}{7.35}=39,\ \lambda_y=\frac{0.84\times340}{23.65}=12$$

$$\lambda_x=39\rightarrow\omega_y=1.16$$

$$\sigma_{eb}=\frac{4257}{354}=12.02\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.21)$$

$$\sigma_{bemx}=\sigma_{bemy}=\frac{19.15}{1.16}=16.51\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.22)$$

$$\sigma_{bx}=\frac{4599}{6923}=0.66\ \text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by}=\frac{310}{1252}=0.25\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.22)$$

$$C_{bx}=1.75-1.05\left(\frac{3434}{4599}\right)+0.3\times\left(\frac{3434}{4599}\right)^2=1.13 \qquad \text{(EK A)}$$

$$C_{by}=1.75-1.05\left(\frac{256}{310}\right)+0.3\times\left(\frac{256}{310}\right)^2=1.08 \qquad \text{(EK A)}$$

$$\sigma'_{ex}=\sigma'_{ey}=\frac{829\times10^4}{39^2}=5450,4\ \text{kg/cm}^2\cong54,5\,\text{kN/cm}^2 \qquad (3.28)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{3434}{4599} \right) < 0.4 \qquad \text{(EK B)}$$

Basınç başlığının yanal burkulma tehlikesinin kontrolü için basınç başlığı atalet momenti ve narinliği bulunursa;

$$I_{yb} = 4.0 \frac{30.6^3}{12} = 9550 \text{cm}^3$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{9550}{30.6 \times 4}} = 8.83 \text{cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{340}{8.83} = 38.5 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1}{2400}} = 111 \text{ için ;}$$

$$\sigma_{Bx1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times 38.5^2}{9 \times 10^7 \times 1.08} \right] \times 2400 = 1505 \text{ kg/cm}^2 = 15.05 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.24)$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.08}{340 \times \frac{57}{30.6 \times 4}} = 5305 \text{ kg/cm}^2 \cong 53.05 \text{ kN/cm}^2 > 14.4 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.26)$$

Yanal burkulma tehlikesi yoktur.

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.27)$$

$$\frac{12.02}{16.51} + \frac{0.4 \times 0.25}{\left(1 - \frac{13.65}{54.5} \right) \times 19.15} + \frac{0.4 \times 0.66}{\left(1 - \frac{13.65}{54.5} \right) \times 19.15} = 0.72 + 0.01 + 0.02 = 0.75 < 1 \qquad (3.19a)$$

$$\frac{12.02}{19.15} + \frac{0.25}{19.15} + \frac{0.66}{19.15} = 0.64 < 1 \qquad (3.19b)$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

V= 12.25 kN

$$F_g = 121 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{F_g} = \frac{12.25}{121} \cong 0.11 \text{ kN/cm}^2 < 9.56 \text{ kN/cm}^2$$

Bu kolon için dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -7062 KN, M_{xx} =178 kNcm, M_{yy} =23000 kNcm

$A=383\text{cm}^2 \;\; W_p = 7933\text{cm}^3$

$M_P = 190390\text{KNcm} \;\; N_{bp} = 9192\text{KN}$

$$\frac{7062}{9192} + \frac{23000}{190390} = 0.89 < 1$$

Aynı kolon için dış merkez güçlendirilmiş çözümde dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1' den $\Omega_o = 2.5$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -5880 KN, M_{xx} =178 kNcm, M_{yy} =37812 kNcm

$A=383\text{cm}^2 \;\; W_p = 7933\text{cm}^3$

$M_P = 190390\text{KNcm} \;\; N_{bp} = 9192\text{KN}$

$$\frac{5880}{9192} + \frac{37812}{190390} = 0.84 < 1$$

3.2.2 5. ve 9. Kat Arasındaki Kolonların Boyutlandırılması

Bu kattaki kolonlarda HEA500 profili kullanılmıştır.

HEA500 için kesit özellikleri:

$A=198\text{cm}^2 \;\; W_{xx} = 691\text{cm}^3 \;\; W_{yy} = 3549\text{cm}^3$

$i_{xx} = 7.27\text{cm} \; i_{yy} = 20.95\text{cm}$

$h=49\text{cm} \; b = 30\text{cm} \; t_f = 2.3\text{cm} \;\; t_w = 1.2\text{cm}$

En olumsuz kesit tesirleri:

P= -2909 KN, M_{xx} = 737 kNcm, M_{yy} = 2640 kNcm, T33= 6,89 KN

Tablo 3.3'den enkesit kontrolü;

$$\left|N_d/\sigma_a A\right| = 3309/(24\times198) = 0.69 > 0.10 \text{ için}$$
$$49/1.2 = 40.83 \le 1.33\sqrt{21000/24}\,(2{,}1-0.69) = 55.47 \qquad \text{(uygun)}$$

$$b/t = 15/2.3 = 6.52 \le 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} = 8.87 \qquad \text{(uygun)}$$

TS648 Nomograflarından bulunan burkulma boyu katsayıları;

$\beta_{kx} = 0.82$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$\beta_{ky} = 0.84$ (y yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda_x = \frac{0.82\times340}{7.27} = 38,\ \lambda_y = \frac{0.84\times340}{20.95} = 14$$

$$\lambda_x = 38 \rightarrow \omega_y = 1.16$$

$$\sigma_{eb} = \frac{2909}{198} = 14.69 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.21)$$

$$\sigma_{bemx} = \sigma_{bemy} = \frac{19.15}{1.16} = 16.50 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.22)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{3549}{2640} = 1.34 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.23)$$

$$\sigma_{by} = \frac{737}{691} = 1.06 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.23)$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05\left(\frac{2210}{2640}\right) + 0.3\times\left(\frac{2210}{2640}\right)^2 = 1.08 \qquad \text{(EK A)}$$

$$\sigma'_{ex} = \sigma'_{ey} = \frac{829\times10^4}{39^2} = 5450{,}4 \text{ kg/cm}^2 \cong 54{,}5 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.23)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{2210}{2640} \right) < 0.4 \qquad \text{(EK B)}$$

Basınç başlığının yanal burkulma tehlikesinin kontrolü için basınç başlığı atalet momenti ve narinliği bulunursa;

$$I_{yb} = 2.3 \frac{30^3}{12} = 5175 \text{cm}^3$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{5175}{2.3 \times 30}} = 8.66 \text{cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{340}{8.66} = 39.25 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1}{2400}} = 111 \text{ için;}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times 39.25^2}{9 \times 10^7 \times 1} \right] \times 2400 = 1501 \text{ kg/cm}^2 = 15.01 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.24)$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.0}{340 \times \frac{50}{30 \times 2.3}} = 3409 \text{ kg/cm}^2 \cong 34.09 \text{ kN/cm}^2 > 14.4 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.26)$$

Yanal burkulma tehlikesi yoktur.

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.27)$$

$$\frac{14.69}{16.50} + \frac{0.4 \times 1.06}{\left(1 - \frac{14.69}{54.5} \right) \times 19.15} + \frac{0.4 \times 1.34}{\left(1 - \frac{14.69}{54.5} \right) \times 19.15} = 0.89 + 0.03 + 0.04 = 0.96 < 1 \qquad (3.19a)$$

$$\frac{14.69}{19.15} + \frac{0.25}{19.15} + \frac{0.66}{19.15} = 0.79 < 1 \qquad (3.19b)$$

Bu kolon için dayanım kapasitesi kontrolü:

Merkezi Güçlendirilmiş çözümde $\Omega_o = 2$ için bu kolonlarda oluşan etkiler:

P= -5528 KN, M_{xx} =122 kNcm, M_{yy} =9498 kNcm

A=198cm^2 W_p=3949cm^3

M_P=142164KNcm $N_{bp} = 7128KN$

$$\frac{5528}{7128} + \frac{9498}{142164} = 0.85 < 1 \qquad \text{(uygun)}$$

Aynı kolon için dış merkez güçlendirilmiş çözümde dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2.5$ için bu kolonlarda oluşan etkiler:

P= -3895 KN, M_{xx} =178 kNcm, M_{yy} =4144 kNcm

A=198cm^2 W_p=3949cm^3

M_P=142164KNcm $N_{bp} = 7128KN$

$$\frac{3895}{7128} + \frac{4144}{142164} = 0.58 < 1 \qquad \text{(uygun)}$$

Güçlendirilmemiş çerçeve aksları için en olumsuz kesit etkileri:

P= -2379 KN, M_{xx} =1427kNcm, M_{yy} = 4482 kNcm

HEA500 için kesit özellikleri:

A=198cm^2 $W_{xx} = 691cm^3$ $W_{yy} = 3549cm^3$
$i_{xx} = 7.27cm$ $i_{yy} = 20.95$ cm

TS648 Nomograflarından bulunan burkulma boyu katsayıları;

$\beta_{kx} = 0.82$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$\beta_{ky} = 0.84$ (y yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda_x = \frac{0.82 \times 340}{7.27} = 38, \ \lambda_y = \frac{0.84 \times 340}{20.95} = 14$$

$$\lambda_x = 39 \rightarrow \omega_y = 1.16$$

$$\sigma_{eb} = \frac{2379}{198} = 12.02 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.21)$$

$$\sigma_{bemx}=\sigma_{bemy}=\frac{19.15}{1.16}=16.51 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.22)$$

$$\sigma_{bx}=\frac{4482}{6923}=0.64 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.23)$$

$$\sigma_{by}=\frac{1427}{1252}=1.13 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.23)$$

$$C_{bx}=1.75-1.05\left(\frac{4482}{6923}\right)+0.3\times\left(\frac{4482}{6923}\right)^2=1.12 \quad (EK A)$$

$$\sigma'_{ex}=\sigma'_{ey}=\frac{829\times10^4}{39^2}=5450,4 \text{ kg/cm}^2\cong 54,5 \text{kN/cm}^2 \quad (3.28)$$

$$C_m=0.6-0.4\times\left(\frac{3434}{4599}\right)<0.4 \quad (EK B)$$

Basınç başlığının yanal burkulma tehlikesinin kontrolü için basınç başlığı atalet momenti ve narinliği bulunursa;

$$I_{yb}=2.3\frac{30^3}{12}=5175\text{cm}^3$$

$$i_{yb}=\sqrt{\frac{5175}{2.3\times30}}=8.66\text{cm}$$

$$\lambda_{yb}=\frac{340}{8.66}=39.25<\sqrt{\frac{3\times10^7\times1}{2400}}=111 \text{ için;}$$

$$\sigma_{Bx}=\left[\frac{2}{3}-\frac{2400\times39.25^2}{9\times10^7\times1}\right]\times2400=1501 \text{ kg/cm}^2=15.01 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.24)$$

$$\sigma_{Bx}=\frac{84\times10^4\times1.0}{340\times\frac{50}{30\times2.3}}=3409 \text{ kg/cm}^2\cong 34.09 \text{ kN/cm}^2>14.4 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.26)$$

Yanal burkulma tehlikesi yoktur.

$$\sigma_{Bx}\le 0.6\times24\times1.33=19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.27)$$

$$\frac{12.02}{16.51}+\frac{0.4\times0.64}{\left(1-\frac{13.65}{54.5}\right)\times19.15}+\frac{0.4\times1.13}{\left(1-\frac{13.65}{54.5}\right)\times19.15}=0.72+0.01+0.02=0.75<1 \quad (3.19a)$$

$$\frac{12.02}{19.15}+\frac{0.64}{19.15}+\frac{1.13}{19.15}=0.72<1 \quad (3.19b)$$

Bu kolon için dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -3817 KN, M_{xx} =89 kNcm, M_{yy} =4093 kNcm

$A=181cm^2$ $W_p = 7933cm^3$

$M_P=98232KNcm$ $N_{bp} = 4344KN$

$$\frac{3817}{4344}+\frac{4093}{98232}=0.92<1 \quad \text{(uygun)}$$

Aynı kolon için dış merkez güçlendirilmiş çözümde dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2.5$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -3050 KN, M_{xx} =178 kNcm, M_{yy} =4952 kNcm

$A=198cm^2$ $W_p=3949cm^3$

$M_P=98232KNcm$ $N_{bp} = 4344KN$

$$\frac{3050}{4344}+\frac{4952}{98232}=0.75<1 \quad \text{(uygun)}$$

3.2.3 9. ve 13. Kat Arasındaki Kolonların Boyutlandırılması

HEB280 için kesit özellikleri:

$A=131cm^2$ $W_{xx} = 471cm^3$ $W_{yy} = 1376cm^3$
$i_{xx} = 7.09$ $i_{yy} = 12.12$

$h=28cm$ $b = 28cm$ $t_f = 1.8cm$ $t_w = 1.05cm$

Güçlendirilmemiş çerçeve aksları için en olumsuz kesit etkileri:

P= -887 KN, M_{xx} =2365 kNcm, M_{yy} = 3202 kNcm

Tablo 3.3'den enkesit kontrolü;

$$\left|N_d/\sigma_a A\right| = 887/(24\times131) = 0.29 > 0.10 \text{ için}$$
$$28/1.05=26.6 \le 1.33\sqrt{21000/24}\,(2{,}1-0.29) = 71.20 \qquad \text{(uygun)}$$

$$b/t = 14/1.8 = 7.77 \le 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} = 8.87 \qquad \text{(uygun)}$$

TS648 Nomograflarından bulunan burkulma boyu katsayıları;

$\beta_{kx} = 0.82$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$\beta_{ky} = 0.84$ (y yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda_x = \frac{0.82\times340}{7.09} = 38,\ \lambda_y = \frac{0.84\times340}{12.12} = 14$$

$$\lambda_x = 39 \rightarrow \omega_y = 1.16$$

$$\sigma_{eb} = \frac{887}{131} = 7.15 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.21)$$

$$\sigma_{bemx} = \sigma_{bemy} = \frac{19.15}{1.16} = 16.51 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.22)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{3202}{1376} = 2.16 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.23)$$

$$\sigma_{by} = \frac{2365}{471} = 5.09 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.23)$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05\left(\frac{2430}{3202}\right) + 0.3\times\left(\frac{2430}{3202}\right)^2 = 1.12 \qquad \text{(EK A)}$$

$$\sigma'_{ex} = \sigma'_{ey} = \frac{829\times10^4}{39^2} = 5450{,}4 \text{ kg/cm}^2 \cong 54{,}5 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.28)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{3434}{4599} \right) < 0.4 \qquad \text{(EK A)}$$

Basınç başlığının yanal burkulma tehlikesinin kontrolü için basınç başlığı atalet momenti ve narinliği bulunursa;

$$I_{yb} = 1.8 \frac{28^3}{12} = 3293 \text{cm}^3$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{3293}{1.8 \times 28}} = 8.08 \text{cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{340}{8.08} = 42.06 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1}{2400}} = 111 \text{ için ;}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times 42.06^2}{9 \times 10^7 \times 1} \right] \times 2400 = 1486 \text{ kg/cm}^2 = 14.86 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.24)$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.0}{340 \times \frac{28}{28 \times 1.8}} = 4447 \text{ kg/cm}^2 \cong 44.47 \text{ kN/cm}^2 > 14.4 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.26)$$

Yanal burkulma tehlikesi yoktur.

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.27)$$

$$\frac{7.15}{16.51} + \frac{0.4 \times 2.16}{\left(1 - \frac{7.15}{54.5}\right) \times 19.15} + \frac{0.4 \times 5.09}{\left(1 - \frac{7.15}{54.5}\right) \times 19.15} = 0.72 + 0.05 + 0.12 = 0.89 < 1 \qquad (3.19a)$$

$$\frac{7.15}{19.15} + \frac{2.16}{19.15} + \frac{5.09}{19.15} = 0.75 < 1 \qquad (3.19b)$$

Bu kolon için dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -1450 KN, M_{xx} =89 kNcm, M_{yy} =4093 kNcm

A=131cm^2 $W_p = 1534 \text{cm}^3$

M_P=36818KNcm $N_{bp} = 2976KN$

$$\frac{1450}{2976} + \frac{4093}{36818} = 0.59 < 1 \qquad \text{(uygun)}$$

Aynı kolon için dış merkez güçlendirilmiş çözümde dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2.5$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -1464 KN, M_{xx} =178 kNcm, M_{yy} =168 kNcm

A=131cm^2 $W_p = 1534cm^3$

M_P=36818KNcm $N_{bp} = 2976KN$

$$\frac{1464}{2976} + \frac{168}{36818} = 0.50 < 1 \qquad \text{(uygun)}$$

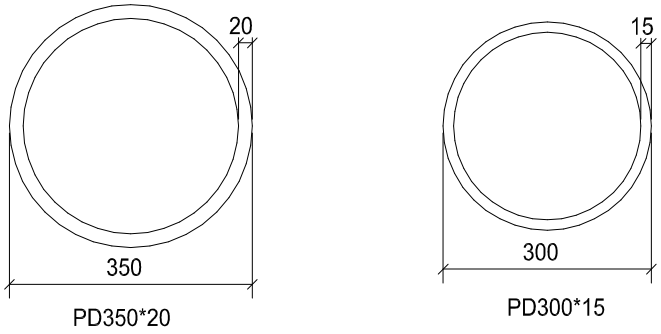
3.2.4 1. ve 7. Kat Arasındaki Köşe Kolonların Boyutlandırılması

BORU 350-20 mm için kesit özellikleri:

A=207cm^2 $W_{xx} = W_{yy} = 1618cm^3$

$i_{xx} = i_{yy} = 11.69$

$D = 35cm \quad t = 2cm$



Şekil 3.8: Yapıda Kullanılan Dairesel Kolonlar

Güçlendirilmiş çerçeve aksları için en olumsuz kesit etkileri:

P= -1844 KN, M_{xx} =4016 kNcm, M_{yy} = 710 kNcm

$$\frac{D}{t}=\frac{35}{2}=17.5\le 0.05\frac{E_s}{\sigma_a}=43.75 \quad \text{(uygun)}$$

TS648 Nomograflarından bulunan burkulma boyu katsayıları;

$\beta_{kx}=0.94$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda_x=\lambda_y=\frac{0.94\times 340}{15.22}=22.33$$

$$\lambda_x=23\rightarrow \omega_y=1.04$$

$$\sigma_{eb}=\frac{1844}{207}=8.91\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.21)$$

$$\sigma_{bemx}=\sigma_{bemy}=\frac{14.44}{1.04}=13.88\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.22)$$

$$\sigma_{bx}=\frac{4016}{1618}=2.48\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.23)$$

$$\sigma_{by}=\frac{710}{1618}=0.44\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.23)$$

$$C_{bx}=1.75-1.05\left(\frac{2212}{4016}\right)+0.3\times\left(\frac{2212}{4016}\right)^2=1.26 \quad \text{(EK A)}$$

$$\sigma'_{ex}=\sigma'_{ey}=\frac{829\times 10^4}{39^2}=5450,4\ \text{kg/cm}^2\cong 54,5\,\text{kN/cm}^2 \quad (3.28)$$

$$C_m=0.6-0.4\times\left(\frac{2212}{4016}\right)<0.4 \quad \text{(EK B)}$$

$$\sigma_{Bx}=\frac{84\times 10^4\times 1.26}{340\times\frac{28}{35}}=3891\ \text{kg/cm}^2\cong 38.91\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.26)$$

$$\sigma_{Bx}\le 0.6\times 24=14.4\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.27)$$

$$\frac{8.91}{13.88}+\frac{0.4\times0.44}{\left(1-\frac{6.82}{54.5}\right)\times14.40}+\frac{0.4\times2.48}{\left(1-\frac{6.82}{54.5}\right)\times14.40}=0.65+0.09+0.05=0.79<1 \qquad (3.19a)$$

$$\frac{8.91}{19.15}+\frac{0.44}{19.15}+\frac{2.48}{19.15}=0.62<1 \qquad (3.19b)$$

Bu kolon için dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -2766KN, M_{xx} =287 kNcm, M_{yy} =2409 kNcm

$A=207cm^2$ $W_p = 2180cm^3$

$M_P=52320KNcm$ $N_{bp} = 4968KN$

$$\frac{2766}{4968}+\frac{2209}{52320}=0.60<1 \qquad \text{(uygun)}$$

Aynı kolon için dış merkez güçlendirilmiş çözümde dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2.5$ için bu kolonlarda oluşan etkiler:

P= -2593 KN, M_{xx} =452 kNcm, M_{yy} =3784 kNcm

$A=207cm^2$ $W_p = 2180cm^3$

$M_P=52320KNcm$ $N_{bp} = 4968KN$

$$\frac{2593}{4968}+\frac{4968}{52320}=0.62<1 \qquad \text{(uygun)}$$

3.2.5 7. ve 13. Kat Arasındaki Köşe Kolonların Boyutlandırılması

BORU 300–15 mm için kesit özellikleri:

$A=134cm^2$ $W_{xx} = W_{yy} = 911cm^3$
$i_{xx}=i_{yy} = 10.09$

$D = 30cm$ $t = 1.5cm$

Güçlendirilmiş çerçeve aksları için en olumsuz kesit etkileri :

P= -992.4 KN, M_{xx} =3407 kNcm, M_{yy} = 6488kNcm

$$\frac{D}{t}=\frac{30}{1.5}=20\le 0.05\frac{E_s}{\sigma_a}=43.75 \qquad \text{(uygun)}$$

TS648 Nomograflarından bulunan burkulma boyu katsayıları;

$\beta_{kx}=0.87$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda_x=\lambda_y=\frac{0.87\times 340}{10.09}=30$$

$$\lambda_y=30\rightarrow \omega_y=1.09$$

$$\sigma_{eb}=\frac{992.4}{134}=7.41\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.21)$$

$$\sigma_{bemx}=\sigma_{bemy}=\frac{19.15}{1.04}=18.41\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.22)$$

$$\sigma_{bx}=\frac{3704}{911}=4.06\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.23)$$

$$\sigma_{by}=\frac{6788}{911}=7.46\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.23)$$

$$C_{bx}=1.75-1.05\left(\frac{660}{661}\right)+0.3\times\left(\frac{660}{661}\right)^2=1.02 \qquad \text{(EK A)}$$

$$\sigma'_{ex}=\sigma'_{ey}=\frac{829\times 10^4}{30^2}=9211\ \text{kg/cm}^2\cong 92.11\text{kN/cm}^2 \qquad (3.28)$$

$$\sigma_{Bx}=\frac{84\times 10^4\times 1.26}{340\times\frac{28}{30}}=3741\ \text{kg/cm}^2\cong 37.41\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.26)$$

$$\sigma_{Bx}\le 0.6\times 24\times 1.33=19.15\ \text{kN/cm}^2 \qquad (3.27)$$

$$\frac{7.41}{18.41}+\frac{0.4\times7.46}{\left(1-\frac{6.82}{92.11}\right)\times19.15}+\frac{0.4\times4.06}{\left(1-\frac{6.82}{92.11}\right)\times1915}=0.41+0.15+0.12=0.68<1 \qquad (3.19a)$$

$$\frac{7.41}{19.15}+\frac{7.46}{19.15}+\frac{4.06}{19.15}=0.87<1 \qquad (3.19b)$$

Bu kolon için dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -816.94KN, M_{xx} =5104 kNcm, M_{yy} =1203 kNcm

A=134cm^2 $W_p = 1219\text{cm}^3$

M_P=29256KNcm $N_{bp} = 3216\text{KN}$

$$\frac{2766}{3216}+\frac{2209}{29256}=0.93<1 \qquad \text{(uygun)}$$

Aynı kolon için dış merkez güçlendirilmiş çözümde dayanım kapasitesi kontrolü:

Tablo 3.1'den $\Omega_o = 2.5$ için bu kolonlarda oluşan etkiler

P= -831.77 KN, M_{xx} =4559 kNcm, M_{yy} =986 kNcm

A=134cm^2 $W_p = 1219\text{cm}^3$

M_P=29256KNcm $N_{bp} = 3216\text{KN}$

$$\frac{2593}{3216}+\frac{4968}{29256}=0.97<1 \qquad \text{(uygun)}$$

3.3 Çerçevelerin Boyutlandırılması

3.3.1. Çerçeve Ana Kirişlerinin Boyutlandırılması

Çerçeve ana kirişlerinde HEB240 profili kullanılmıştır. Kolonlarda olduğu gibi bu elamanın da hesabı yine TS 648'e göre hesabı yapılacaktır. Kirişlerin yanal doğrultuda döşeme kirişleri ile mesnetlendiği düşünülmüş yanal burkulma için bu

boyları hesaba katılmıştır. Genel olarak kirişlerde hesaplanan en olumsuz kesit tesirleri;

M_{xx} =12788 kNcm, V_{yy} = 108 kN

HEB240 için kesit özellikleri:

$A=106cm^2\ W_{xx}=326cm^3\ W_{yy}=938cm^3$
$i_{xx}=6.1\ i_{yy}=10.30$

$h=24cm\ b=24cm\ t_f=1.7cm\ t_w=1.0cm$

HEB240 için enkesit kontrolü Tablo 3.1 :

$$b/t=12/1.7=7.05\le 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}=8.87$$

$$h/t_w=24/1.0=24\le 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}=94$$

Basınç başlığının yanal burkulma tehlikesinin kontrolü için basınç başlığı atalet momenti ve narinliği bulunursa;

$$I_{yb}=1.7\frac{24^3}{12}=1958$$

$$i_{yb}=\sqrt{\frac{1958}{24\times 1.7}}=6.92$$

$$\lambda_{yb}=\frac{550}{6.92}=80<\sqrt{\frac{3\times 10^7\times 1}{2400}}=111$$

$$\sigma_{Bx}=\left[\frac{2}{3}-\frac{2400\times 80^2}{9\times 10^7\times 1}\right]\times 2400=1174\ kg/cm^2=11.74\ \ kN/cm^2 \qquad (3.24)$$

$$\sigma_{Bx}=\frac{84\times 10^4\times 1.0}{550\times\frac{26}{31.25}}=1836\ kg/cm^2\cong 18.36\ kN/cm^2\ >14.4\ kN/cm^2 \qquad (3.26)$$

Üst ve alt başlıkta yanal burkulma tehlikesi yoktur.

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{yy}}{W_{yy}} = \frac{12788}{938} = 13.63 \text{ kg/cm}^2 < 19.1 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{(uygun)}$$

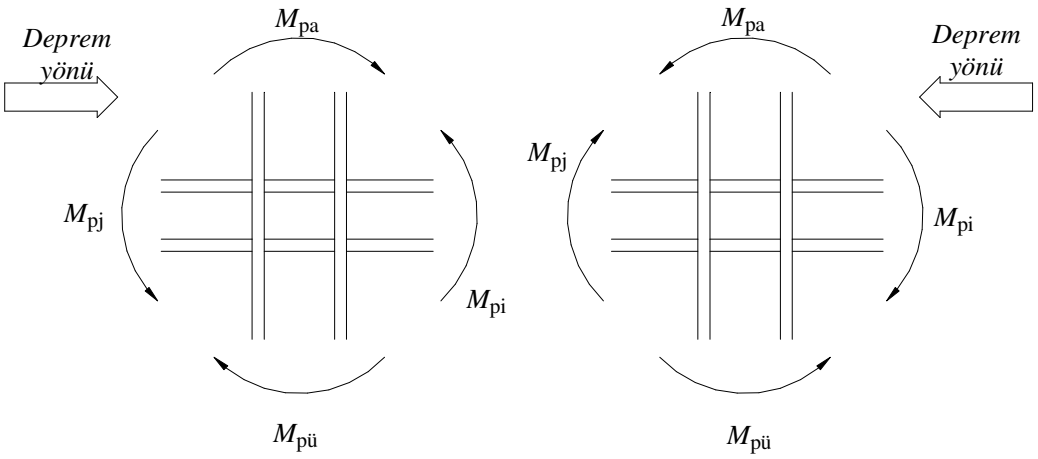
3.3.2. Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması Koşulunun İrdelenmesi

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçeveli sistemlerin çerçevelerinde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olacaktır (Şekil 3.9).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (3.30)$$

Bu denklemdeki M_{vi} ve M_{vj} terimleri, zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki kesme kuvvetlerinden dolayı, kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momentlerini göstermektedir. Plastik momentlerin kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerinde oluşması halinde, bu terimler sıfır değerini almaktadır [1].

Denklem 3.30, depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır. Kolon eğilme momenti kapasitelerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu moment kapasitelerini en küçük yapan tasarım eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.



Şekil 3.9: Kolonların Kirişlerden Güçlü olması

Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında Denklem 3.30'un sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır.

Yapıda kat kirişleri bütün katlar boyunca kesit değiştirmediği için yapının en üst katlarında bu kontrolün yapılması yeterli olacaktır. HEB280 kolon ve HEB240 Kirişler için;

$$(1534+1534)=3068\text{KNcm} \geq 1.1\times 1.2(1053+1053)=2779\text{KNcm} \qquad (3.30)$$

3.4 Güçlendirme Elemanlarının Boyutlandırılması

3.4.1 Güçlendirme Elemanlarının Merkezi Şekilde Boyutlandırılması

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler, basınç elemanlarının bazılarının burkulması halinde dahi, sistemde önemli ölçüde dayanım kaybı meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılırlar. Bu sistemler D.B.Y.Y.H.Y.' a göre Tablo 3.3 de tanımlanan enkesit koşullarını sağlamak zorundadır. Ayrıca çaprazların narinlik oranı Denklem 3.31 sınır değerini aşmayacaktır [1].

$$5.87\sqrt{E_s/\sigma_a} \qquad (3.31)$$

Binanın bir aksı üzerindeki merkezi çapraz elemanlar, o aks doğrultusundaki depremde ve her bir deprem yönünde etkiyen yatay kuvvetlerin en az %30'unu ve en çok %70' i basınç çaprazları tarafından karşılanacak şekilde düzenlenecektir [5].

Çaprazların boyutlandırılması:
Seçilen profil HEB 260

$A=118\text{cm}^2$ $i_{xx}=11.22$ $i_{yy}=6.58$
$b=13\text{cm}$ $t_b=1.75\text{cm}$ $l=438\text{cm}$

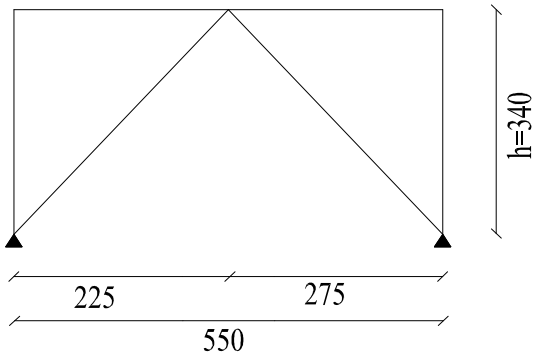
$$\lambda = 438/6.58 = 67 < 5.87\sqrt{E_s/\sigma_a} = 173 \qquad (3.31)$$

Tablo 3.7.1 e göre enkesit kontrolleri yapılırsa

$$b/t_b = 13/1.75 = 7.42 < 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} = 8.84 \qquad \text{(uygun)}$$

$|N_d/\sigma_a A| = |1306.4/24\times118| = 0.46 > 0.10$ için

$$h/t_w = 26 < 1.18\sqrt{E_s/\sigma_a}\left(2 - \left|\frac{N_d}{\sigma_a A}\right|\right) = 54.47 \quad \text{(uygun)}$$



Şekil 3.10: Merkezi Güçlendirme Sistemi Boyutları

Seçilen profil HEB 260 profil için eksenel basınç kapasitesi:

$\lambda = 438/6.58 = 67 \Rightarrow w = 1.37$

En olumsuz yüklemeye göre hesapta:

$\sigma = 1306.4/118\times\ 1.37 = 15.16 < 24\ \text{kN/cm}^2$ (uygun)

Artırılmış yüklere göre hesapta:

$N_{bp} = 1.7\sigma_{bem}A = 1.7\times14.4\times118\ /\ 1.37 = 2108.49\ \text{kN} > 1761.95\ \text{kN}$ (uygun)

3.4.2 Güçlendirme Elemanlarının Dışmerkez Şekilde Boyutlandırılması

Dışmerkez olarak güçlendirilmiş çerçeve sistemleri, yüksek elastik rijitliğe, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir inelastik davranışa ve mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu yüzden yüksek sismik aktivitesi olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir [5].

Dışmerkez sistemlerin tasarımında izlenen yol kısaca; inelastik davranışı bağlantı kirişi üzerinde sınırlandırmak ve bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sistemini, bağlantı kirişinden gelecek maksimum kuvvetlere göre boyutlandırmaktır.

Dış merkez güçlendirilmiş çerçevelerin boyutlandırılmasında A.B.Y.Y.H.Y' e göre bağ kirişleri, kolon ve çaprazlarında başlık genişliği / kalınlığı ve gövde derinliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarında Tablo 3.3'e uyulmalıdır. Ayrıca çaprazların narinlik oranları aşağıdaki değeri aşmayacaktır.

$$4.23\sqrt{E_s/\sigma_a} \tag{3.32}$$

Bağ kirişinin V_d tasarım kesme kuvveti, aşağıdaki koşulların her ikisini de sağlayacaktır. Denklem 3.29a ve Denklem 3.29b yardımıyla M_p ve V_p bulunabilir.

$$V_d \le 0.8V_p \tag{3.33}$$

$$V_d \le 2M_p / e \tag{3.34}$$

Burada bahsi geçen yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri yine merkezi güçlendirme sistemlerinde olduğu gibi Denklem 3.5a ya göre hesaplanacaktır.

Bağ kirişinin V_d tasarım eksenel kuvvetinin;

$$N_d/\sigma_a A > 0.15 \tag{3.35}$$

olması halinde, denklem 3.33 ve 3.34'te verilen M_p ve V_p değerleri yerine denklem 3.36 ve 3.37 kullanılacaktır.

$$M_p = 1.18M_p\left[1-\frac{N_d}{\sigma_a A}\right] \tag{3.36}$$

$$V_p = V_p\sqrt{1-\left(\frac{N_d}{\sigma_a A}\right)^2} \tag{3.37}$$

Bağlantı kirişlerin dönme kapasitelerini sınırlandırmak için uzunluklarına göre aşağıdaki dönme kapasitelerini sağlamak gerekir [1].

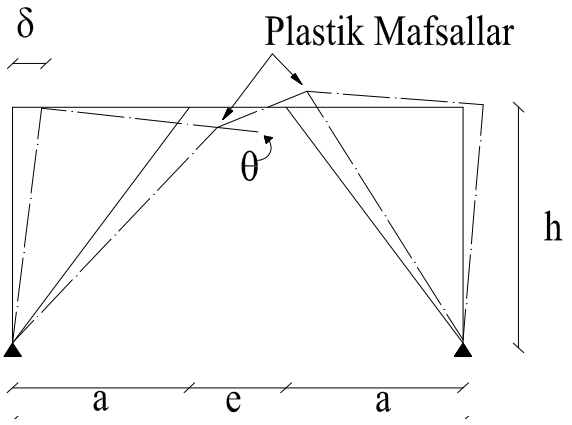
$e=1.6\times\frac{M_p}{V_P}$ veya daha kısa olan bağlantı kirişleri için: 0,10 radyan (3.38a)

$e=2.6\times\frac{M_p}{V_P}$ veya daha büyük olan bağlantı kirişleri için: 0,03 radyan (3.38b)

Bağlantı kirişinde meydana gelen dönmelerin hesaplanmasında elastik analizden alınan değerler denklem 3.39 yardımıyla Şekil 3.11 de açıklandığı gibi hesaplanabilir.

$$\theta=\frac{\delta}{h}\left(1+\frac{2a}{e}\right) \tag{3.39}$$

$$V_{kontrol}=\min(V_P;V_{rp}) \tag{3.40}$$



Şekil 3.11: Bağlantı Kirişinde Meydana Gelen Dönmeler

Dış merkez güçlendirilmiş çerçeve kirişlerinin üst ve alt başlıkları, bağlantı kirişleri uçlarında ve Denklem 3.41 de belirtilen uzunluğunu geçmeyen aralıklarla kiriş gövde düzlemi dışına harekete karşı tutulmalıdır [1].

$$1\leq\ 0.45\sqrt{\frac{E}{\sigma_a}}\ b_f \tag{3.41}$$

Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem hesaplarında hesaplanan iç kuvvetlerin, bağ kirişi kesit seçimi sonucu hesaplanan M_p/M_d ve V_p/V_d tasarım büyütme katsayılarının büyüğü ile çarpımı suretiyle belirlenecektir. Çaprazlar bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından, kolonlar ve kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümü ise bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır. Çerçeve kirişinin azaltılmış moment kapasitesi denklem 3.42 ile belirlenebilir.

$$M_{rp}=\ W_p(\sigma_y-\sigma_a) \tag{3.42}$$

Çerçeve kirişi ve bağlantı kirişi olarak adlandırılan kiriş parçalarında kullanılan gövde takviye levhaları, kiriş gövdesinin buruşmasını önlemek ve kiriş gövdesinde kesme kuvvetinin etkin olduğu düktil bir akma oluşturabilmek için teşkil edilirler. , bunun için bağlantı kirişinin her iki ucunda ve belirli aralıklarla elaman boyunca gövde takviye levhaları teşkil edilmelidir. Bu gövde takviyeleri denklem 3.43 de verilen koşulları sağlaması gerekir [1].

$$2b > b_f - 2t_w$$
$$t \geq 0.75t_w \tag{3.43}$$

Gövde takviye levhalarının ara mesafeleri ise aşağıda belirtilen değerleri aşması gerekmektedir;

$0{,}10$ radyan dönme açısı için $30t_w - d/5$ (3.44a)

$0{,}03$ radyan dönme açısı için $52t_w - d/5$ (3.44b)

Gövde takviye levhaları $A_{st} \times \sigma_y$ kuvvetini taşıyabilmelidir.

Bağlantı kirişinin boyutlandırılması:

Seçilen profil HEB 360 için kesit özellikleri:

$A=181cm^2$ $W_{yy} = 2400cm^3$ $W_p = 2683cm^3$

$i_{xx} = 7{,}49cm$ $i_{yy} = 15{,}46cm$

h=36cm b=30cm t_f=2.25cm t_w=1.25cm

$$V_p = 0.6 \times 24 \times 36 \times 1.25 = 648kN$$

$$V_d = 422.53 < 0.8 \times V_p = 518.4kN \tag{3.33}$$

Tablo 3.7.1 e göre enkesit kontrolü $\frac{30}{2 \times 2.25} = 6.66 \leq 0{,}31\sqrt{21000/24} = 9$

$M_p = W_P \times \sigma_y = 2683 \times 24 = 64392$ KNcm (3.29a)

$\frac{M_p}{V_P} = \frac{64392}{648} = 99cm$ e= 110 cm seçilebilir.

Bağlantı kirişine etkileyen bileşke yükler:

$N_d / \sigma_a A = 402.3/24 \times 181 = 0,09 < 0.15$

$$V_d = 422.53 \le \frac{2 \times M_p}{e} = 2 \times \frac{64392}{110} = 1170.76 \text{ KN} \quad (3.34)$$

Çerçeve kirişinin yanal burkulması:

HEB360 profilinde başlık genişliği : $b_f = 30$ cm

Bir tarafta kalan çerçeve kirişinin uzunluğu l=(550-110)/2=220 cm

$$l=220\text{cm} \le 0.45\sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}\, b_f = 0.45\sqrt{\frac{21000}{24}}\, 30 = 399.33 \text{ cm} \quad (3.41)$$

Sadece bağlantı kirişinin uçlarında tutulması yeterlidir. Üst başlık için kompozit döşemenin yanal burkulmayı önlendiği kabul edilebilir, alt başlık için ise L100.10 profili kullanılmalıdır.

Çerçeve kirişinin analizi:

$M_p / M_d = 64392/39025 = 1.65$ ve $V_p / V_d = 648/422.53 = 1.53$ olduğu için tasarım büyütme katsayısı 1.65 seçilir[1].

Çerçeve kirişlerinde statik analizden elde edilen normal kuvvet $D_a = 1.2$ iken;

$M_{kiriş} = 1.1 \times D_a \times 1.65 \times 20319 = 44254.78 \text{KNcm}$

Bağlantı kirişinin dışında ve bir tarafında kalan çerçeve kiriş parçasının uzunluğu 220 cm olup narinlik ve buna bağlı olarak bulunan burkulma katsayısı tespit edilir:

Narinlik : $\lambda = \beta l / i_y = 1 \times 220 / 7.48 = 29.42$ w=1.09

Çerçeve kirişlerinde statik analizden elde edilen normal kuvvet $N_{kiriş} = 223.24$KN

$$M_{rp} = W_p(\sigma_y - \sigma_a) = 2682\left(24 - 1.09\frac{1.98 \times 223.24}{181}\right) = 57258.89 \quad (3.42)$$

$M_{rp} = 57258.89 \ge M_{kiriş} = 44254.78 \text{KNcm}$ (uygun)

Bağlantı kirişinde meydana gelen dönmeler (Şekil 3.12):

Elastik analizden bulunan Δ_{maks}=0.82 cm

$$\theta=\frac{\delta}{h}\left(1+\frac{2a}{e}\right)=\frac{0.82}{340}\left(1+\frac{2\times 220}{110}\right)=0,012<0,10 \text{ radyan} \quad (3.39)$$

Güçlendirme (Örgü) Elamanlarının Analizi;

Seçilen profil HEB 240

Tablo 3.7.1 e göre enkesit kontrolü $\frac{12}{1.7}=7.05\le 0,30\sqrt{21000/24}=9$

$$\lambda_y=\beta\times l_{örgü}/i_y=1\times 404.96/7.48=54 \quad w=1.30$$

$$4.23\sqrt{E_s/\sigma_a}=122>54 \quad (3.32)$$

$$N_{çapraz}=1.25\times 1.2\times 1.65\times 533.15=1319.54KN$$

$$M_{çapraz}=1.25\times 1.2\times 1.65\times 3114.3=7707.89KN$$

$$L_{örgü}=\sqrt{a^2+h^2}=\sqrt{220^2+340^2}=404.96cm$$

$$\lambda_y=\beta\times l_{örgü}/i_y=1\times 404.96/7.48=54 \quad w=1.30$$

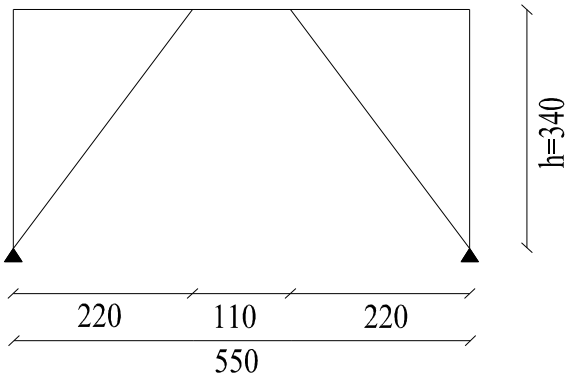
$$N_{kritik}=\frac{181\times 24}{1.30}=3341.54KN$$

$$\frac{N_{çapraz}}{N_{kritik}}+\frac{M_{çapraz}}{M_{kritik}}=\frac{1319.54}{3341.54}+\frac{7707.89}{24\times 938}=0.74<1 \quad \text{(uygun)}$$

Çerçeve kirişi ve bağlantı kirişinde gövde takviye levhalarının hesabı:

$$2b>b_f-2t_w=30-2\times 1.25=27.5$$
$$t\ge 0.75t_w=0.93\cong 10mm \quad (3.43)$$
$$t\ge 10mm$$

0,10radyan dönme açısı için $38t_w-d/5=38\times 1.25-36/5=62.8$ (3.44a)



Şekil 3.12: Bağlantı Kirişinin Boyutları

36.66 cm arayla baş ve son dahil olmak üzere toplam 4 adet d=10mm levhayla güçlendirilmesi uygundur.

Gövde takviye levhaları $A_{st} \times \sigma_y = 15 \times 24 = 360 KN$ kuvvetini taşıyabilmelidir.

a=5mm köşe kaynağı için

l=(l'-2a) = 33 cm $A_k = 2 \times 33 \times 0.5 = 33 cm^2$

Kaynak dikişinde gerilme tahkiki

$$\tau_k = \frac{360}{33} = 10.91 \leq 19 KN/cm^2 \quad \text{(uygun)}$$

3.5 Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i, Denklem 3.45 ile elde edilecektir [1].

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (3.45)$$

Yukarıdaki denklemde d_i ve d_{i-1}, her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci ve (i–1)'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin göreli kat ötelemesi, δ_i, Denklem 3.46 ile elde edilecektir.

$$\delta_i = R\ \Delta_i \quad (3.46)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denklem 3.46 ile hesaplanan δ_i etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{max}$, Denklem 3.47'de verilen koşulu sağlayacaktır:

$$\frac{(\delta_i)_{max}}{h_i} \leq 0.02 \tag{3.47}$$

Binanın kat ötelemeleri merkezi güçlendirilmiş sistem ve dışmerkez güçlendirilmiş sistem için Tablo 3.4 ve ve Tablo 3.5 de ayrı ayrı incelenecektir.

Merkezi Güçlendirme için:

$$\delta_i = R\ \Delta_i = 6\Delta_i \tag{3.46}$$

$$\frac{(\delta_i)_{max}}{h_i} = \frac{6\Delta_i}{h_i} \leq 0.02 \rightarrow \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.0033 \tag{3.47}$$

Denklem 3.47'de sağlanan değerin Tablo 3.4' de aşılmadığı görülmüştür.

Tablo 3.4: Merkezi Güçlendirme için Yatay Ötelemeler

Kat	Δ_i X Yönü Deprem	$\frac{\Delta_i}{h_i}$	Δ_i Y Yönü Deprem	$\frac{\Delta_i}{h_i}$
13	10,16073	0,003008	9,89614	0,003008
12	9,138118	0,003133	8,902033	0,003133
11	8,072794	0,003181	7,865916	0,003181
10	6,991316	0,003174	6,813822	0,003174
9	5,912039	0,003071	5,763468	0,003071
8	4,867759	0,002959	4,747142	0,002959
7	3,861861	0,002735	3,767748	0,002735
6	2,931937	0,002427	2,862131	0,002427
5	2,106906	0,002163	2,058161	0,002163
4	1,371407	0,001814	1,341295	0,001814
3	0,754673	0,000965	0,739675	0,000965
2	0,426548	0,000754	0,417251	0,000754
1	0,170207	0,000501	0,165653	0,000501

Dışmerkez Güçlendirme için:

$$\delta_i = R\ \Delta_i = 8\Delta_i \tag{3.46}$$

$$\frac{(\delta_i)_{max}}{h_i} = \frac{8\Delta_i}{h_i} \leq 0.02 \rightarrow \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.0025 \tag{3.47}$$

Denklem 3.47'de sağlanan değerin Tablo3.5' de aşılmadığı görülmüştür.

Tablo 3.5: Dışmerkez Güçlendirme için Yatay Ötelemeler

Kat	Δ_i X Yönü Deprem	$\frac{\Delta_i}{h_i}$	Δ_i Y Yönü Deprem	$\frac{\Delta_i}{h_i}$
13	8,492257	0,001988	8,581390	0,001995
12	7,816467	0,002209	7,902950	0,002223
11	7,065341	0,002347	7,147113	0,002365
10	6,267369	0,002457	6,343009	0,002480
9	5,432093	0,002443	5,499874	0,002467
8	4,601343	0,002459	4,660948	0,002486
7	3,765398	0,002395	3,815668	0,002424
6	2,951252	0,002278	2,991505	0,002309
5	2,176724	0,002136	2,206373	0,002167
4	1,450465	0,001848	1,469624	0,001877
3	0,82225	0,001006	0,831563	0,001022
2	0,480055	0,000830	0,484110	0,000844
1	0,197836	0,000547	0,197231	0,000580

3.6. Kolon Ayaklarının Hesabı

Çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilmeleri kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin $1.1D_a$ katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolon ve çaprazların eksenel yük kapasitelerinin $1.1D_a$ katından oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler ve arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

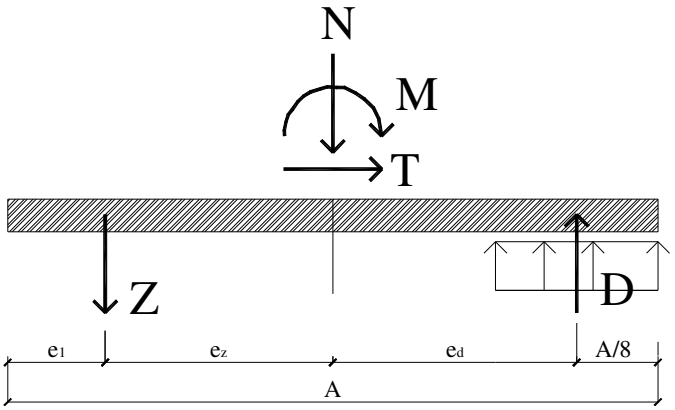
Bağlantı detayının taşıma kapasitesinin hesabında, Denklem 3.29'da verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır [1].

Buna göre, mesnetlenme şekli ankastre olarak varsayılan HEM550 profil kolonların hesabı yapılmıştır.

Ankastre Kolon Ayağı:

Düşey kuvvet ve yatay kuvvetle beraber momentin aktarılması ankastre kolon ayağı yapılır. Bu birleşimde, kuvvet akışı aşağıdaki gibi oluşur. Düşey kuvvet ve moment, düşey kaynaklarla guse levhalarına, buradan da taban levhasına aktarılır. Taban levhasındaki bu etkilerin temele aktarabilmesinde, çekme kuvvetlerini ankraj bulonları, basınç etkilerini ise temas yüzeyi karşılar. Taban levhasının

belirlenmesinde en büyük normal kuvvet içeren kombinasyon, ankraj bulonlarının sayısı ve çapını belirlerken en büyük moment veya en büyük çekme kuvvetini içeren kombinasyonun oluşturduğu tepki kuvvetleri hesapta kullanılmıştır [6].



Şekil 3.13: Tepki Kuvvetinin Levhaya Aktarılma Hali

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri:

$$D = \frac{M + N_{\text{maks}} \times e_z}{e_z + e_d} \tag{3.48}$$

$$Z = \frac{M - N_{\text{min}} \times e_d}{e_z + e_d} \tag{3.49}$$

Şekilden de görüldüğü gibi; e_z ve e_d değerleri şu şekilde hesaplanır:

$$e_z = \frac{A}{2} - e_1 \tag{3.50}$$

$$e_d = \frac{3}{8} A \tag{3.51}$$

Beton basınç gerilmesi kontrolü [5]:

$$p = \frac{D}{(A/4) \times B} \leq p_{em} \tag{3.51}$$

Ankraj bulon çapı ve adedi Denklem 3.53 kullanılarak tespit edilir.

$$\sigma_z = \frac{Z}{n \times F_z} \leq \sigma_{çem} \tag{3.53}$$

σ_z: Çekme kuvvetinin ankraj bulonlarında oluşturduğu gerilme

F_z: Ankraj bulonunun diş dibi alanı

Z: Ankraj bulonlarına gelen çekme kuvveti

Guse Levhası Yüksekliği Hesabı:

Kesit tesirlerinin plakalarda oluşturduğu en büyük kesitte gerilmeler kontrol edilir.

$c_1 = \frac{B - b - t_1}{2}$ iken;

$M_1 = p\frac{c_1^2}{2}$ ve $M_2 = \frac{pB}{2}\left(\frac{B}{4} - c_1\right)$ den M_{maks} seçilir ve

$t \geq 2.45\sqrt{\frac{M_{maks}}{\sigma_{em}}}$ guse levhası yüksekliği hesaplanır.

Normal kuvvet ve moment, guse levhalarına a1 kaynaklarıyla aktarılır. Bu kaynaklardan birine gelen kuvvet Denklem 3.54 ile hesaplanır.

$$N_{g,a} = \frac{N}{4} + \frac{M}{2h} \tag{3.54}$$

$h_1 = \frac{P}{a_1 \times \tau_{em}} + 2a_1$ olacak şekilde levha yükseklikleri belirlenir.

Kesme kaması için tahkikler:

Kesme için kullanılan eleman ve elemanı taban levhasına bağlayan kaynaklar (d kaynakları) tahkik edilir.

3.6.1. HEM550 Tipi Kolon Ayağı

Ankraj hesaplarında depremin oluşturduğu en olumsuz kesit zorları göz önüne alınmış, her iki deprem için de çeşitli kombinasyonlar incelenmiştir. Bunlardan en olumsuzları;

N=4711 kN, M_y=12661 kNm, T_x=524.5 kN (X yönü depremde basınç)

N=-1066 kN, M_y=12662 kNm, T_x=541 kN (X yönü depremde çekme)

N=4711 kN, M_y=12661 kNm, T_x=524.5 kN (Y yönü depremde basınç)

N=-1066 kN, M_y=12662 kNm, T_x=541 kN (Y yönü depremde çekme)

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri:

$$e_z = \frac{A}{2} - e_1 = \frac{120}{2} - 15 = 45cm \tag{3.50}$$

$$e_d = \frac{3}{8}A = \frac{3}{8} \times 120 = 45cm \tag{3.51}$$

$$D = \frac{12661 + 4711 \times 45}{45 + 45} = 2496.17KN \tag{3.48}$$

$$Z = \frac{12661 - 4711 \times 45}{45 + 45} = -2214KN \tag{3.49}$$

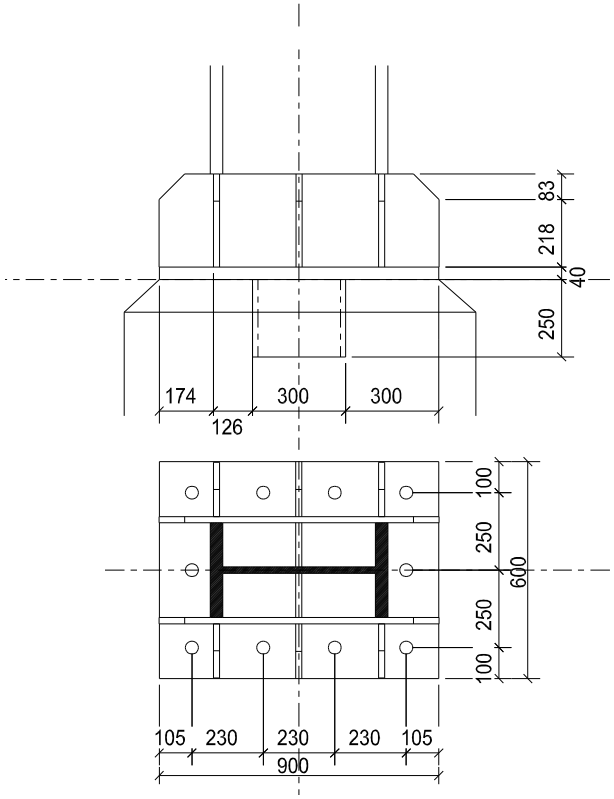
$$D = \frac{12661 + 1066 \times 45}{45 + 45} = 673.17KN \tag{3.48}$$

$$Z = \frac{12661 - 1066 \times 45}{45 + 45} = -392KN \tag{3.49}$$

Bu kombinasyonlar denendiğinde görüldüğü gibi kolona gelen momentler, normal kuvvet yanında mertebe olarak çok küçük kalmakta, alt kat kolonlarında yatay kuvvet daha çok çaprazlama düzenleriyle karşılandığından, kolonlar neredeyse mafsallı kolon şeklinde çalışmaktadır. Burada beton basınç gerilmesinin c=L/4 boyunda hemen hemen düzgün yayıldığı kabulü yapılacak, kolonda çekme kuvveti olması durumunda ise ankrajların hepsine gelen kuvvetler moment kolları oranında dağıtılacaktır. Bununla birlikte bu yaklaşık yönteme ek olarak bir sonlu elemanlar modeli kurularak levhaların kesitleri bu şekilde kontrol edilecektir [10].

Beton ezilme gerilmesinin kontrolü:

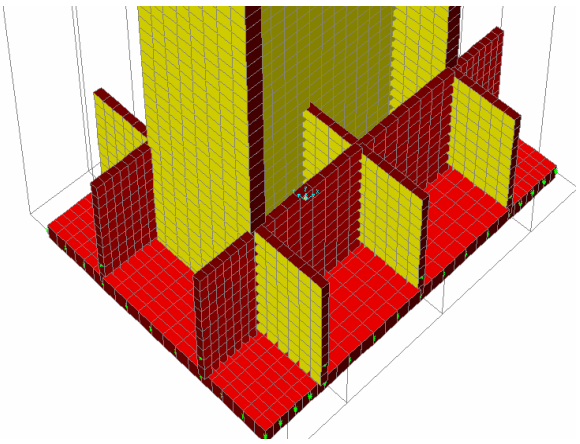
$$p = \frac{4711}{70 \times 90} = 0.74KN/cm^2 \le p_{em} = 0.9KN/cm^2 \quad \text{(BS30)} \tag{3.52}$$



Şekil 3.14: Ankastre Kolon Ayağı

Sonlu eleman modelinde beton ve taban plakası arasındaki etkileşim elastik yaylar ile sağlanmıştır. Burada elde edilen en büyük yay kuvvetinin o yaya ait alana bölümünden elde edilen gerilme ise;

$$p = 10.61KN/13.67cm^2 = 0.78KN/cm^2 \le p_{em} = 0.9KN/cm^2 \quad \text{(BS30)}$$



Şekil 3.15: Ankastre Ayak İçin Sonlu Eleman Modeli

Taban plakasında gerilmelerin kontrolü:

Taban plakasında meydana gelen gerilmeler ise sonlu eleman modelinin çözümüyle Şekil 3.16 den $0.8\times14.4\text{KN/cm}^2=11.52\text{KN/cm}^2$ mertebesini aşmadığı görülmüştür.

Guse levhalarını taban levhasına bağlayan kısımlarda ise oluşan maksimum gerilmeye göre kaynak dikişleri kontrol edilirse:

$$\sigma_{maks}=17.28KN/cm^2 \le p_{em}=1.5\times12.5=18.75KN/cm^2 \quad \text{(uygun)}$$

Benzer şekilde kolon gövdesini guse levhalarına bağlayan kaynakların kontrolü ise:

$$\sigma_{maks}=4.52KN/cm^2 \le p_{em}=0.7\times12.5=8.75KN/cm^2 \quad \text{(uygun)}$$

Kama elemanında kontrol:

İki yönde de yaklaşık aynı kesme kuvvetleri oluştuğundan kesme elemanı olarak yapma kutu kesit seçilmiştir.

Seçilen eleman: $30\times30\times1.5\text{cm}$

$$p^{'}=\frac{541}{30\times(35-5)}\cong0.60\ \text{kN/cm}^2 <\ 0.90\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.52)$$

Profilde kontrol:

$$M=0.60\times\frac{(35-5)^3}{2}=8100\ \text{kNcm}$$

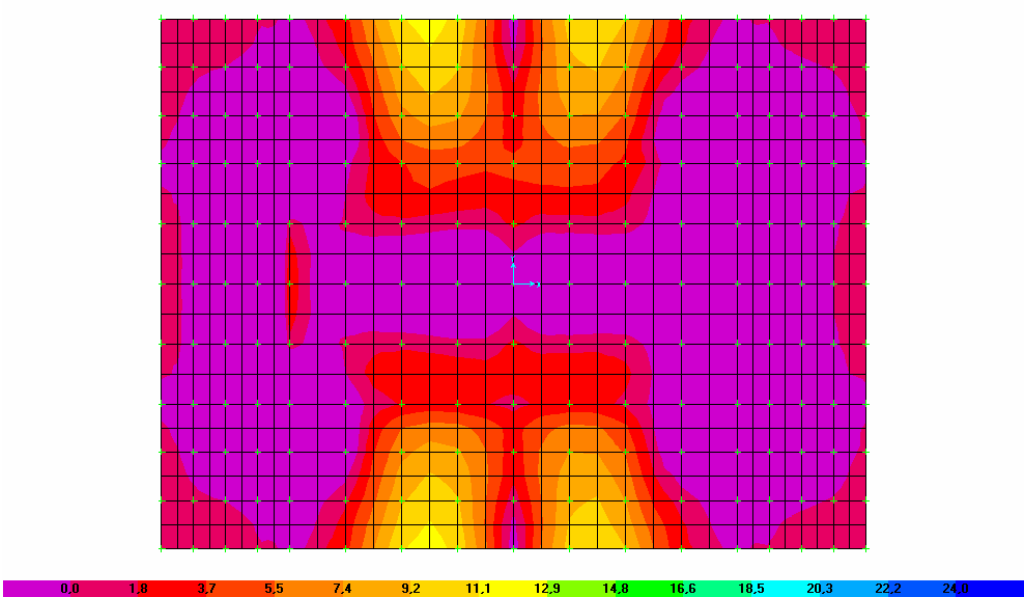
$$\sigma=\frac{8100}{1627}\cong4.97\ \text{kN/cm}^2<16.56\ \text{kN/cm}^2 \quad (3.53)$$

Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklar:

$$I_k=2\times1\times\frac{(30-1\times2)^3}{12}+2\times1\times(30-2\times1.2)\times15^2=16282\ \text{cm}^4$$

$$F_k=2\times1\times30\times2=120\ \text{cm}^2$$

$$\sigma=\frac{8100}{16282}\times\left(\frac{30}{2}+0.7\right)=7.81\text{kN/cm}^2<12.50\text{kN/cm}^2$$



Şekil 3.16: Taban Plakasındaki Gerilmeler

$$\tau_k = \frac{514}{10} = 5.14 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.14^2 + 7.81^2} = 9.34 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{(uygun)}$$

3.6.2. Boru Tipi Kolon Ayağı

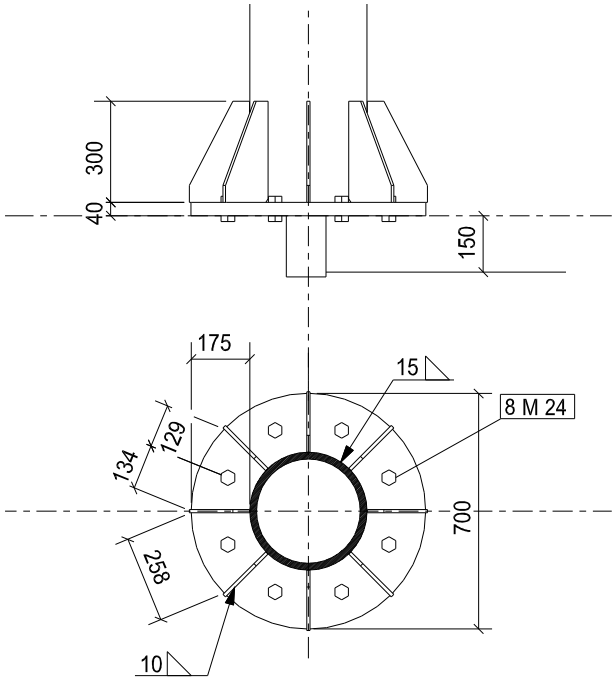
Çapları 200mm'den büyük olan kolonlarda nervür levhalarının üst kısımlarına gelecek basınç kuvvetleri etkisiyle boru ezilebileceğinden nervür levhaları dik olarak yerleştirildikten sonra boru ucunda açılan yarıklara sokularak kaynaklanır [5]. Eleman 2 eksene göre de simetrik olduğu için gelen kuvvetler tarafsız eksene göre birleştirilerek hesaplanan en olumsuz kombinasyon:

N=2522 kN, M_t=2912 kNcm, T_t=384 kN (X yönü depremde)

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri:

$$e_z = \frac{A}{2} - e_1 = \frac{75}{2} - 10 = 27.5cm \quad (3.50)$$

$$e_d = \frac{3}{8}A = \frac{3}{8} \times 75 = 28.13cm \quad (3.51)$$



Şekil 3.17: Dairesel Kolonların Ankastre Bağlantısı

$$D = \frac{2912 + 2522 \times 27.5}{28.13 + 27.5} = 1299.06 KN \tag{3.48}$$

$$Z = \frac{2912 - 2158 \times 28.13}{28.13 + 27.5} = -1038.08 KN \tag{3.49}$$

Beton basınç gerilmesi kontrolü:

$$p = \frac{1299.06}{\frac{1}{2} \times \frac{3.14 \times 70^2}{4}} = 0.67 \le p_{em} = 0.9 \tag{3.52}$$

Ankraj bulonlarına bu olumsuz kombinasyonda gerek duyulmamaktadır, zira ankrajların altında da beton basınç almaktadır.

Guse Levhası Yüksekliği Hesabı:

Kesit tesirlerinin plakalarda oluşturduğu en büyük kesitte gerilmeler kontrol edilir.

$c_1 = 10$ iken;

$$M_1 = 0.67\frac{25^2}{8} = 52.34\text{KNcm}$$

$t \geq 2.45\sqrt{\frac{52.34}{19.15}} = 3.98$ guse levhası yüksekliği hesaplanır. t=40mm seçilir

Normal kuvvet ve moment, guse levhalarına a1 kaynaklarıyla aktarılır. Bu kaynaklardan birine gelen kuvvet Denklem 3.54 ile hesaplanır.

$$N_{g,a} = \frac{2522}{8} + \frac{2912}{2\times 50} = 344.37\text{KN} \tag{3.54}$$

$h_1 = \frac{344.37}{1\times 12.50} + 2\times 0.5 \cong 30cm$ olacak şekilde levha yükseklikleri bulunur.

3.7. Radye Temelin Boyutlandırılması

Temel boyutlanması sırasında SAFE v7.01 programından yararlanılmıştır. Oluşturulan üst yapı yükleri programa aktarılmıştır. Maksimum zemin gerilmesinin zemin emniyet gerilmesini aşmamasına dikkat edilmiştir. Şekil 3.18.'de Bölüm 1'de verilen kombinasyonlardan sırasıyla G+Q Kombinasyonundan, maksimum 184 KN/m^2, G+Q+Sx kombinasyonundan maksimum 275 KN/m^2, G+Q+Sy kombinasyonundan maksimum 256 KN/m^2 bulunmuştur. Bunlar binanın oturacağı zemin için düşünülen $\sigma_{zem} = 200kN/cm^2$ değerinden küçüktür. Deprem durumunda ise izin verilen yüzde elli artırım ile zemin emniyet gerilmesi deprem için $\sigma_{zem} = 300kN/cm^2$' e çıkmış olacaktır. Bu da yine deprem durumunda elde edilen gerilmelerden büyük bir değerdir.

Temellerin donatılması için üç farklı donatı bölgesi belirlenmiş ve bunlara göre hesap edilmiştir. Bunlar sırasıyla, çaprazların bulunduğu aksların alt bölgesi, buna dik doğrultu ve de diğer geriye kalan temel bölgeleridir. Kesitler için minimum donatı denklem 3.55 ile hesaplanır [8].

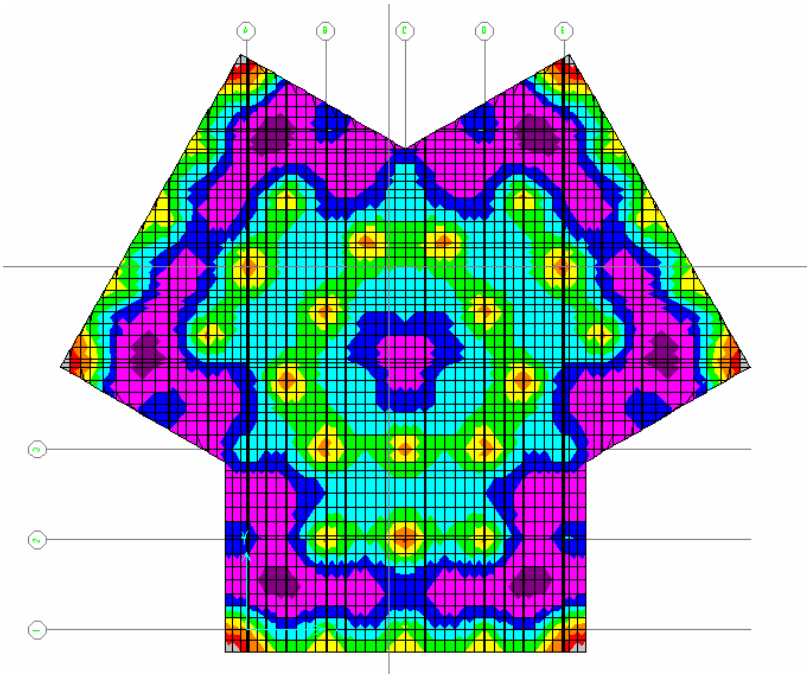
$$A_{smin} = 0.002\times b_w \times d_t \tag{3.55}$$

b_w: Eleman eğilme genişliği (temel için 1 m genişlik)

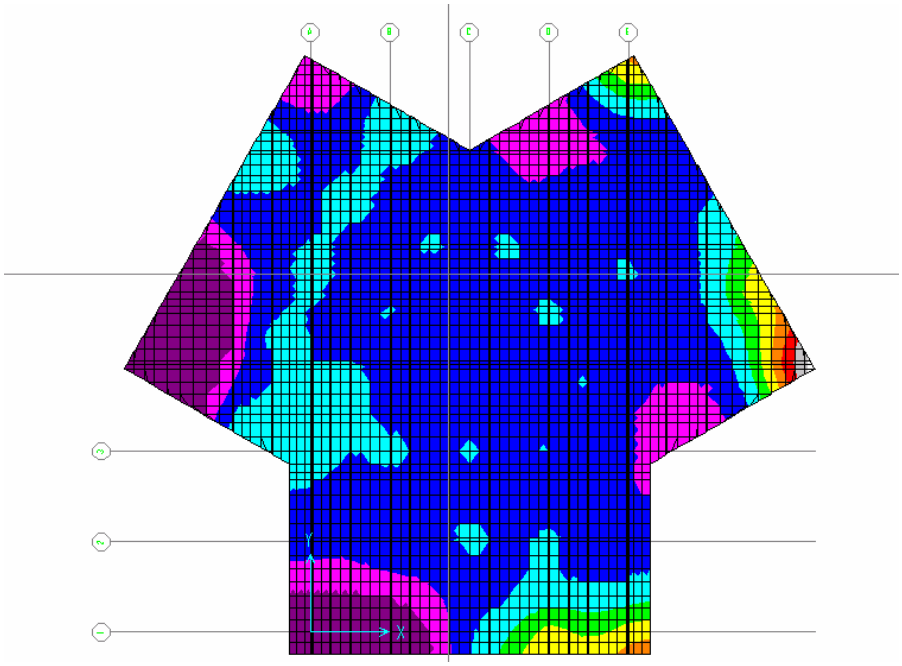
d_t :Kesit yüksekliğinden pas payının çıkarılmış boy (temel için 0.60 m, pas payı 0.05m)

Kesit yüksekleri için gereken minimum donatının hesaplanması:

$$A_{smin}=0.002\times100\times55=11.00\ cm^2 \qquad \Phi16/17 \qquad (3.55)$$



Şekil 3.18: G+Q Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi



Şekil 3.19: G+Q+Sx Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi

Kesite gerekli donatı alanının hesaplanması:

$$K=\frac{b_w\times\left(d_t^1\right)^2}{M} \tag{3.56}$$

Bulunan *K* değeri *İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu'*nun hazırladığı *Betonarme Tablo ve Abaklar* kullanılarak k_s değeri bulunur. Denklem 3.57 ile mevcut moment için gerekli donatı alanı mm^2 cinsinden bulunur. Bulunan donatı alanı Denklem 3.55'de bulunan minimum donatı alanından az ise kesite minimum donatı seçilir.

$$A_s=\frac{k_s\times M}{d_t} \tag{3.57}$$

4m genişlik için sonlu elemanlardan elde edilen momentler ile merkezi güçlendirilmiş temel için hesaplar Tablo 3.6'da gösterilmiştir.

Radye temel hesapları dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve sistemleri için tekrarlandığında, radye temel hesabında daha çok ölü yüklerden kaynaklanan normal kuvvetler etkin olduğundan dolayı çok fazla bir donatı değişikliği gözlenmeyecektir. Burada çaprazlama düzenlerinin altında bulunan radye temel bölgesi için hesap tekrarlandığında bu ufak fark gözlemlenebilir (Tablo 3.7).

Zımbalama kontrolü:

Zımbalama çevresinin taşıyabileceği en büyük kuvvetin mevcut iç kuvvetten az olması gerekmektedir [4]. Şekil 3.16'da görüldüğü gibi normal kuvvet ile birlikte moment olan elemanlarda aynı zımbalama çevresinde değişik yükler oluşmaktadır. Bu farklı durum yönetmelikte Denklem 3.58 ile dikkate alınmıştır ve Denklem 3.59 ile alt sınır belirtilmiştir.

N=4711 kN, M_y=12661 kNm, T_x=524.5 kN

$$e_{min}=0.015+0.03\times h \tag{3.58}$$

$$V_{pr}=\gamma\times f_{ctd}\times u_p\times d_t \tag{3.59}$$

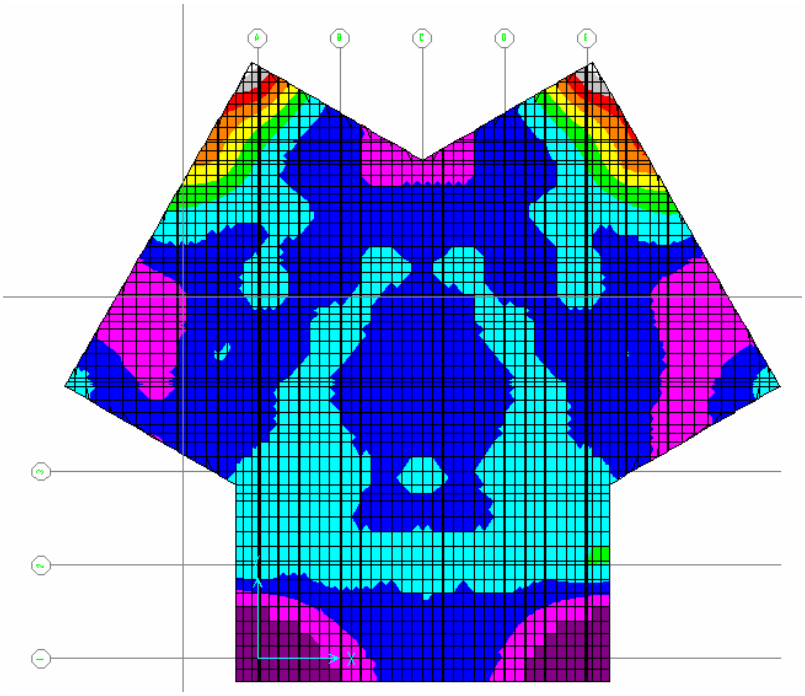
$$\gamma = \frac{1}{1+1.5\times\frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} \tag{3.60}$$

$$b = b + d_t \tag{3.61}$$

b: Kolon genişliği

f_{ctd} : Beton hesap çekme dayanımı

u_p : Zımbalama çevresi



Şekil 3.20: G+Q+Sy Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi

e_{min} =0.015 cm+0.03×0.6=0.033 m (3.58)

$$b_x = 1.5 + 0.55 = 2.05 \text{ m} \tag{3.61}$$

$$b_y = 1.2 + 0.55 = 1.75 \text{ m} \tag{3.61}$$

$$\gamma = \frac{1}{1+1.5\times\frac{0.033+0.033}{\sqrt{2.05\times1.75}}} = 0.94 \tag{3.60}$$

$u_p = 2\times(2.05+1.75) = 7.6$ m

$V_{pr} = 0.94\times 1250\times 7.6\times 0.55 = 4910$ kN

$V_{pr} > V_{pd}$ (Seçilen kesit kalınlığı uygun)

Tablo 3.6: Merkezi Güçlendirme için Radye Temel Donatı Hesabı

	M (Knm/m)	K $\times 10^{-5}$	k_s	A_s	Seçilen Donatı
X yönü I. Bölge Alt	2552.3	47.4	2.95	34.22	Φ20/9
X yönü I.Bölge Üst	1025.7	117.2	2.85	13.29	Φ16/15
X yönü II. Bölge Alt	1833.4	65	2.89	24.08	Φ20/12
X yönü II. Bölge Üst	612.9	1974	2.78	7.74	Φ16/17
X yönü II. Bölge Alt	909.9	1329	2.77	11.44	Φ16/17
X yönü III. Bölge Üst	315.8	3841	2.81	4.02	Φ16/17
Y yönü I-II. Bölge Üst	1608.0	75.2	2.76	20.17	Φ20/15
Y yönü I-II. Bölge Alt	793.6	1525	2.78	10.03	Φ16/17
Y yönü III. Bölge Üst	1054.2	1147	2.77	13.27	Φ16/15
Y yönü III. Bölge Alt	229.4	5247	2.81	2.93	Φ16/17

Tablo 3.7: Dışmerkez Güçlendirme için Radye Temel Donatı Hesabı

	M (Knm/m)	K $\times 10^{-5}$	k_s	A_s	Seçilen Donatı
X yönü I. Bölge Alt	2039.3	59.3	2.91	26.97	Φ20/12
X yönü I.Bölge Üst	693.7	174	2.8	8.89	Φ16/15

4. ELEMAN BİRLEŞİMLERİNİN DETAYLANDIRILMASI

Bu bölümde, elemanların birleşimleri detaylandırılmıştır. Yapının elamanları boyutlandırılırken izlenen yollarda ön plana çıkan süneklik prensibi, elaman bağlantılarının hesaplanmasında ve tasarımında da ön plana çıkmıştır. Deprem yönetmeliğine göre bu tip elemanlarda izlenmesi gereken yola uyulmuştur.

4.1. Kolon Kiriş Birleşim Detayları

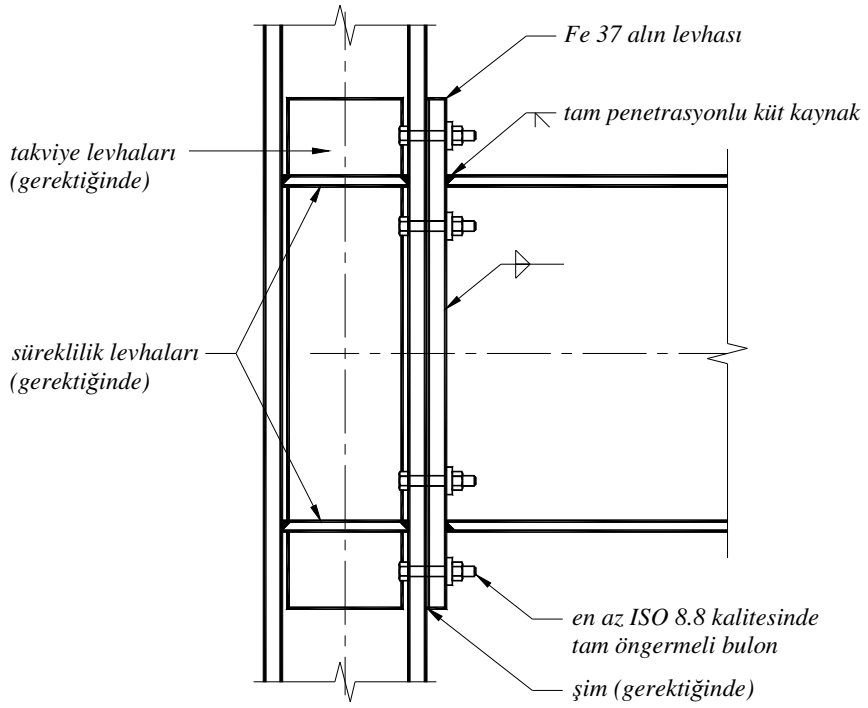
4.1.1. Kolon Kiriş Ankastre Bağlantılarının Hesabı

Alın levhalı, bulonlu kiriş-kolon birleşim detayı Şekil 4.1'de verilmiştir. Detayda, Fe 37 çeliğinden yapılan alın levhası kirişin başlık levhalarına tam penetrasyonlu küt kaynak ile, gövde levhasına ise çift taraflı köşe kaynağı ile birleştirilmektedir. Alın levhasının kolona bağlantısı için, en az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli bulonlar kullanılacaktır [1].

Bu detayın süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.1'de verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.1: Alın Levhalı, Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 750 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme
Alın levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak



Şekil 4.1: Alın Levhalı, Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayı

Bu çalışmada uygulanacak deprem yönetmeliğine uygun bulonlu birleşim örneğine göre kullanılan yüksek mukavemetli (10.9) bulonlar Denklem 4.1 ve Denklem 4.2' i sağlamalıdır [5].

$$M_p < 2 \times T_{ub} \times (d_o + d_1) \tag{4.1}$$

Burada kullanılan ifadeler;

T_{ub} = Bulon diş dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti

d_0 = Üst bulon gurubunun üstekinin alt başlığa mesafesi

d_1 = Üst bulon gurubunun alttakinin alt başlığa mesafesi

$$A_b \geq \frac{V_e}{n \times \tau_{sem}} \tag{4.2}$$

Burada kullanılan ifadeler;

A_b = Bulon gövde en kesit alanı

τ_{sem} =Bulona ait kayma emniyet gerilmesi

n =Birleşimdeki bulon sayısı

Alın levhasının seçiminde ise eğilmeden ve kaymadan dolayı akma oluşmaması için gerekli t_p Denklem 4.4 ve Denklem 4.5 sağlanacaktır.

$$s = \sqrt{b_p \times g} \tag{4.3}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{M_p}{0.8\sigma_a \left\{ (d_b - p_f) \left[\frac{b_p}{2} \left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s} \right) + (p_f + s) \frac{2}{g} \right] + \frac{b_p}{2} \left(\frac{d_b}{p_f} + \frac{1}{2} \right) \right\}}} \tag{4.4}$$

$$t_p = \frac{M_P}{1.1\sigma_a b_p (d_b - t_{bf})} \tag{4.5}$$

Burada kullanılan ifadeler;

d_b = Alın levhası yüksekliği

p_f = Bulon kiriş arasındaki düşey mesafe

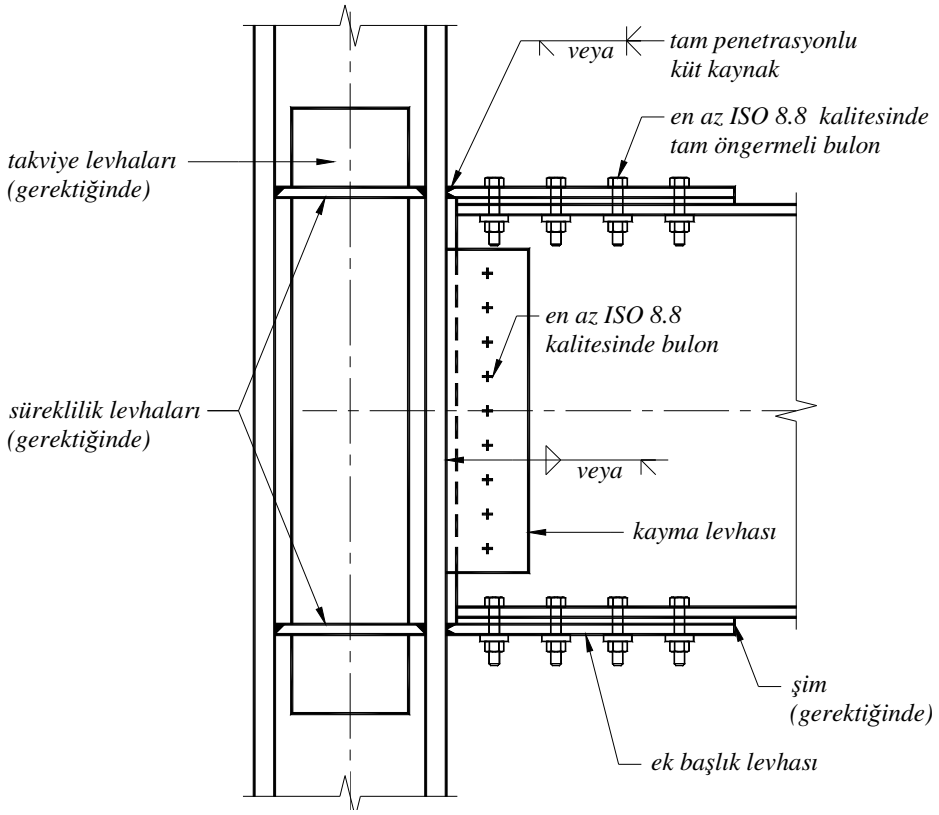
b_p = Alın levhası genişliği

g = Bulonlar arası yatay mesafe

Alın levhalı birleşimin haricinde D.B.Y.Y.H.Y.'de verilen bir diğer bağlantı türü de

Şekil 4.2'de verilmiştir. Detayda, kirişin kolona bağlantısı ek başlık levhaları ve gövdedeki kayma levhası ile sağlanmaktadır. Ek başlık levhaları kolona tam penetrasyonlu küt kaynak ile, kayma levhası ise küt kaynak veya köşe kaynağı ile birleştirilmiştir. Kiriş başlık ve gövde levhalarının ek başlık levhasına ve kayma levhasına bağlantısı için en az ISO 8.8 kalitesinde bulonlar kullanılacaktır.

Bu detayın süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.2'de verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.



Şekil 4.2: Alın Levhalısız, Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayı

Tablo 4.2: Alın Levhasız, Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	**Uygulama Sınırları**
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 800 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 8
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
En büyük bulon boyutu	M 30
Başlık levhası bulonlarının öngerme koşulları	Tam öngerme
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	Fe 37, Fe 42, Fe 50
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

Deprem yönetmeliğine göre; Süneklik Düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş kolon birleşimlerinde aşağıdaki üç koşul bir arada sağlanacaktır.

(a) Birleşim en az 0.04 radyan toplam göreli kat ötelemesi açısını sağlayacaktır. Bunun için deneysel veya analitik yöntemlerle geçerliliği kanıtlanmış detaylar kullanılacaktır.

(b) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin eğilme moment kapasitesinin $0.80\times1.1D_a$ katından daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından söz konusu birleşme aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır.

(c) Birleşimin gerekli V_e kesme kuvveti dayanımı Denklem 4.6 ile hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1R_a \frac{(M_{pi}+M_{pj})}{l_n} \tag{4.6}$$

Birleşim elemanlarının dayanım kapasitelerinin hesabında Bölüm 3 de bahsi geçen gerilme kapasiteleri kullanılacaktır. Bulonlu olarak teşkil edilen, eğilme aktaran kiriş kolon birleşimlerinde sadece uygun bulon kullanılacak, kaba bulon kullanılmayacaktır. Ancak, öngermeli olarak kullanılan yüksek dayanımlı bulonlar bu kısıtlamanın dışındadır [1].

4.1.2. Kolon Kiriş Kayma Bölgesinin Kontrolü

Kolon kiriş birleşim detayında, kolon ve kirişlerin sınırladığı kayma bölgesi aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır [1].

(a) Kayma bölgesinin gerekli V_e kesme kuvveti dayanımı, düğüm noktasına birleşen kirişlerin eğilme moment kapasitelerinin toplamının 0.80 katından meydana gelen kesme kuvvetine eşit olarak alınacaktır.

$$V_{ke} = 0.80\Sigma M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \tag{4.7}$$

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasitesi Denklem 4.8 ile hesaplanacak ve denklem 4.9 ün sağlandığına bakılacaktır.

$$V_p = 0.6\sigma_a d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \tag{4.8}$$

$$V_p > V_{ke} \tag{4.9}$$

(c) Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, Denklem 4.10'u sağlayacaktır.

$$t_{min} \geq u/180 \tag{4.10}$$

Bu koşulun sağlanamadığı durumlarda takviye levhaları ve kolon gövde levhası birbirlerine kaynakla bağlanarak birlikte çalışmaları sağlanacak ve levha kalınlıkları toplamının yine Denklem 4.10'u sağladığı kontrol edilecektir.

(d) Kayma bölgesinde takviye levhaları kullanılması halinde, bu levhaların kolon başlık levhalarına bağlanması için tam penatrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı kullanılacaktır. Bu kaynaklar, takviye levhası tarafından karşılanan kesme kuvvetini güvenle aktaracak şekilde kontrol edilecektir.

Moment aktaran kiriş kolon birleşim detaylarında, kolon gövdesine kiriş başlıkları seviyesinde süreklilik levhaları konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona güvenle aktarılması sağlanacaktır [1].

(a) Süreklik levhalarının kalınlıkları, tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan birleşmesi durumda ise birleşen kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır.

(b) Süreklik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır. Süreklik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için öşe kaynağı da kullanılabilir. Ancak bu kaynağın, süreklilik levhasının kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gereklidir.

(c) Kolon başlık levhasının Denklem 4.11'deki koşulları sağlaması durumunda süreklilik levhasına gerek olmayabilir.

$$t_{cf} \geq 0.54\sqrt{b_{bf} t_{bf}} \qquad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \tag{4.11}$$

Kiriş kolon birleşimin 1. Tip için hesabı:

HEB240 kirişleri için kesit özellikleri;

$W_p = 1053 cm^3$

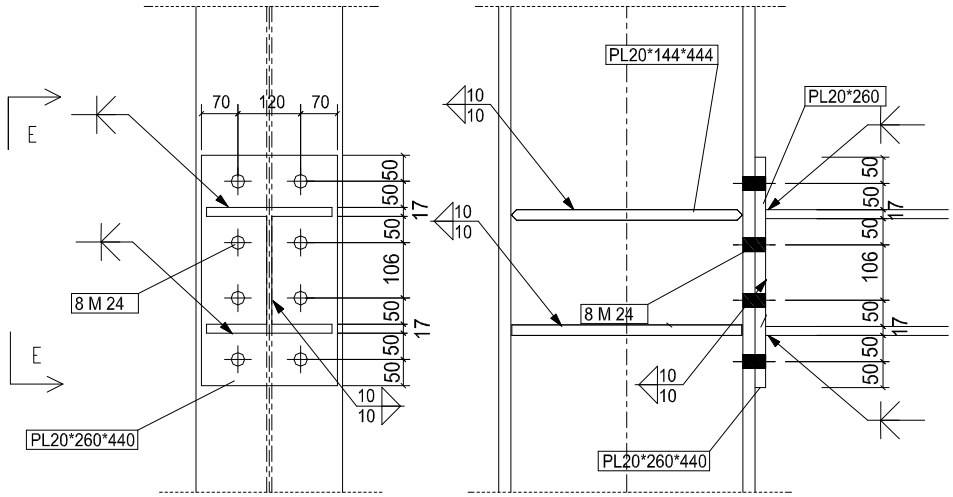
h_b=24cm $b_{bf} = 24cm$ $t_{bf} = 1.7cm$ $t_{bw} = 1.0cm$

$M_{pi} = M_{pj} = 1053 \times 24$=25273KNcm

$$V_e = 92.85 \pm 1.1 \times \frac{(25273+25273)}{550} = -0.94;184.75 KN \quad (4.6)$$

M24 bulonlar için $T_{ub} = 100 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 2.4)^2}{4} = 334.6 KN$

$$M_p = 25273 kNcm < 2 \times 334.6 \times (2 \times 26) = 34798.4 kNcm \quad (4.1)$$



Şekil 4.3: Kolon Kiriş Birleşim Detayı

$$A_b = \frac{\pi \times 2.4^2}{4} = 4.52 \geq \frac{184.75}{8 \times 24} = 0.96 cm^2 \quad (4.2)$$

$$s = \sqrt{26 \times 12} = 17.66 \quad (4.3)$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{25273}{0.8\times 24\left\{(44-5)\left[\frac{26}{2}\left(\frac{1}{5}+\frac{1}{17.66}\right)+(5+17.66)\frac{2}{12}\right]+\frac{26}{2}\left(\frac{44}{5}+\frac{1}{2}\right)\right\}}} = 1.81 \quad (4.4)$$

$$t_p \geq \frac{25273}{1.1\times 24\times 24(34\text{-}1.70)} = 1.23 \quad (4.5)$$

t_p=20mm seçilir.

$$V_{ke}=0.80\times 2\times 25273\times\left(\frac{1}{24}-\frac{1}{340}\right)=1565.9\text{KN} \quad (4.7)$$

Moment aktaran birleşimlerde süreklilik levhaları minimum HEB240'ın flanş kalınlığı olacağı için t=20 mm seçilirse;

HEB 280 kolonlar için t=20 mm süreklilik levhaları ile;

$$V_p=0.6\times 24\times 26\times 4\times\left[1+\frac{3\times 28\times 1.8^2}{24\times 28\times 4}\right]=1649.3\text{KN} \quad (4.8)$$

$$V_p = 1649.3 \geq V_{ke} = 1565.9\text{KN} \quad (4.9)$$

HEA 500 kolonlar için t=20 mm süreklilik levhaları ile;

$$V_p=0.6\times 24\times 49\times 4\times\left[1+\frac{3\times 30\times 2.3^2}{24\times 49\times 4}\right]=3108.6\text{KN} \quad (4.8)$$

$$V_p = 3108.6 \geq V_{ke} = 1565.9\text{KN} \quad (4.9)$$

HEM550 kolonlarında t_{cf}=4cm için süreklilik levhalarına ihtiyaç duymaksızın;

$$t_{cf}=0.54\sqrt{24\times 1.7}=3.44\text{cm}$$
$$t_{cf}=\frac{24}{6}=4\text{cm} \quad (4.11)$$

$$V_p=0.6\times 24\times 57.2\times 2.1\times\left[1+\frac{3\times 30.6\times 4^2}{24\times 57.2\times 2.1}\right]=2611.0\text{KN} \quad (4.8)$$

$$V_p=2611.0 \geq V_e=1565.9 \quad (4.9)$$

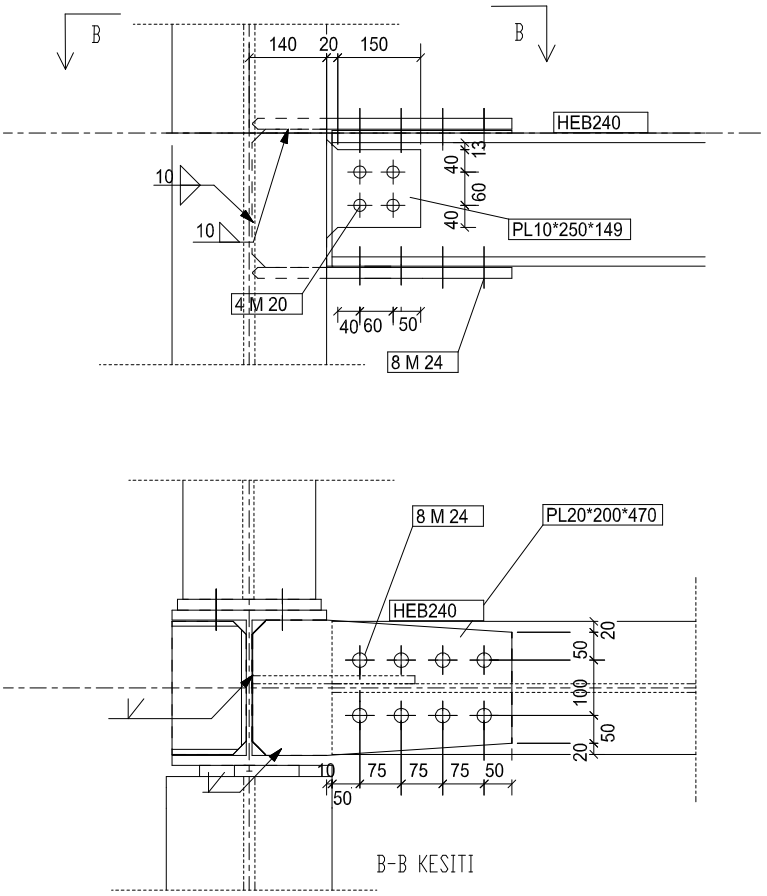
$$t_{min} \geq (2\times 24 + 2\times 28)/180 = 0.57 \qquad (4.10)$$

Kullanılan levhaların kalınlıkları yeterlidir.

Kiriş kolon birleşimin 2.Tip için hesabı:

$W_p = 1053 cm^3$

$M_{pi} = M_{pj} = 1053\times 24 = 25273 KNcm$



Şekil 4.4: Kolon Kiriş Tip 2 Birleşim Detayı

$$V_e = 92.85 \pm 1.1\times \frac{(25273+25273)}{550} = -0.94; 184.75 KN \qquad (4.6)$$

M24 bulonlar için ;

$$N_{SLem} = 27\times \frac{\pi\times 2.5^2}{4} = 132.5 KN$$

$N_{SL}=32\times2.5\times1.75=140KN$

$n=\frac{25273}{132.5\times24}\cong 8$ adet M24 başlıklarda

M20 bulonlar için ;

$N_{SLem}=27\times\frac{\pi\times2.0^2}{4}=84.78KN$

$N_{SL}=32\times2\times1=64KN$

$n=\frac{226}{64}\cong 4$ adet M20 gövdede

$\sigma_a\le\frac{N}{a_k\times l}=\frac{25273/24}{2\times(28+12+12)}=10.12<12.5KN/cm^2$ (uygun)

4.1.3. Kolon- Kiriş Bağlantısının Mafsallı Şekilde Hesabı

Kat köşelerinde daha kolay bir uygulama için boru kolon tipi seçilmiş ve hesaplar bu doğrultuda gerçekleştirilmiştir. Burada ana kirişlerin boru kolona bağlantısı için bir sonlu eleman modeli hazırlanmış ve gerilme tahkikleri yapılmıştır (Şekil 4.6).

Kirişlerden statik hesap sonucu aktarılan maksimum kuvvet T= 76,23 KN

Bulonların tahkiki:

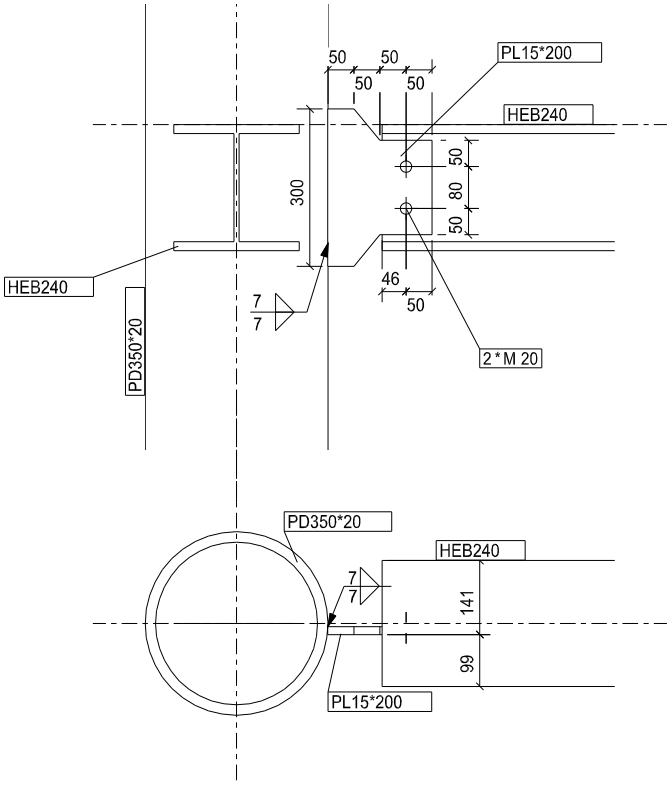
$M20\rightarrow\frac{\pi\times d^2}{4}\times\tau_{em}=\frac{3.14\times2.1^2}{4}\times27=93.45KN$

Gövdede $\sigma_{em}\times(\min\Sigma t)\times d=43\times1.0\times2.1=90.3KN$

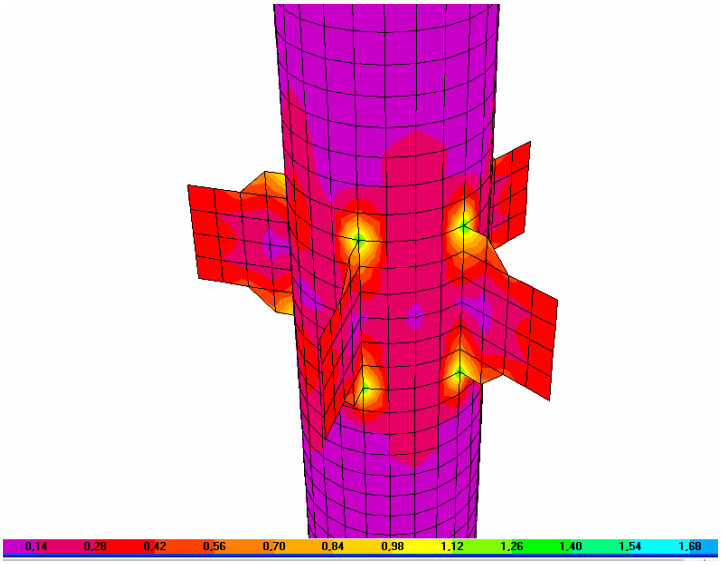
$P_{em}=\min(P_s;P_l)=90.3$ kN

T= 76,23 KN< $2\times90.3=180.6$ 2 M20 yeterli

Levhaların sonlu elemanlarla kontrolünde, $\sigma_{em}=0.80\times14.40=11.52KN/cm^2$ değerinin aşılmadığı Şekil 4.6' da gözlemlenebilir.



Şekil 4.5: Kiriş Mafsallı Birleşim Detayı



Şekil 4.6: Mafsallı Birleşim İçin Elde Edilen Von Misses Gerilmeleri

4.2. Merkezi Güçlendirme Elemanlarının Bağlantı Detayları

4.2.1. Çaprazların Kirişe Bağlantısı

Çaprazların birleşim detayları, çaprazların eksenel çekme kapasitesi veya düğüm noktasına birleşen diğer elemanların kapasitelerine bağlı olarak söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük kuvvetlerden ve arttırılmış yükleme durumlarından meydana gelen çapraz eksenel kuvvetlerinden küçük olanı aktarabilecek dayanıma sahip olmalıdır [1].

Çaprazları kolonlara ve/veya kirişlere bağlayan düğüm noktası levhaları aşağıdaki iki koşulu da sağlayacaktır:

a) Düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına birleşen çaprazların eğilme kapasitesinden daha az olmayacaktır.

b) Düğüm noktası levhasının düzlem dışına burkulmasının önlenmesi amacıyla, çaprazın ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm noktası levhası kalınlığının iki katından daha fazla olmayacaktır.

Çaprazların birleşim detaylarının hesabı:
Eksenel çekme kapasitesi:

$$N_{çp}=\sigma_a \times D_a \times A=24\times 1.2\times 118= 3398.4KN \qquad (3.29d)$$

Artırılmış gerilmelerden oluşan en büyük eksenel kuvvet:

$$N_{çp}=2832KN$$

Başlıklarda 6 adet M24(10.9) yüksek mukavemetli bulon, gövdede 4 adet M20(10.9) öngermeli bulon kullanılmıştır.
Bir bulonun taşıyabileceği yük;

$$M24 \rightarrow \frac{\pi\times d^2}{4}\times\tau_{em}\times 1.7=\frac{3.14\times 2.5^2}{4}\times 27\times 1.7=225.25KN$$

Başlıklarda $1.7\times\sigma_{em}\times(\min\Sigma t)\times d=1.7\times 4.3\times 1.75\times 2.5=319.77KN$

$$P_{em}=\min(P_s;P_l)=225.25\ kN$$

$$M20 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} \times 1.7 = \frac{3.14 \times 2.1^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 158.88KN$$

Gövdede $1.7 \times \sigma_{em} \times (\min \Sigma t) \times d = 1.7 \times 43 \times 1.0 \times 2.1 = 153.51KN$

$$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 153.51 \text{ kN}$$

Bulonların emniyetle aktaracağı kuvvet;

$$P_{em} = 4 \times 153.51 + 12 \times 225.25 = 3317.04 > 2832KN \qquad \text{(uygun)}$$

Flanş levhasına gelen kuvvet;

$$P = (2832 - 4 \times 153.51)/2 = 1108.98KN$$

350.20 flanş levhası için;

$$F_n = 35 \times 2 - 2 \times 2.5 \times 2 = 60cm^2$$

$$\sigma = 1108.98/60 = 18.48 < 24KN/cm^2 \qquad \text{(uygun)}$$

Flanş levhası kaynaklarında seçilen köşe kaynak a=10mm l=17cm

$$\tau = 1108.98/\left[4 \times (17 - 2 \times 1)\right] = 18.48 < 21.25KN/cm^2 \qquad \text{(uygun)}$$

Düğüm levhasına birleşen çaprazların moment kapasitesi, levhanın moment kapasitesinden küçük olması gerekli : t=30mm×1250mm levha için;

$$P_x = 2832KN \times \frac{2.75}{4.37} = 1782.4KN$$

$$P_y = 2832KN \times \frac{3.4}{4.37} = 2203.4KN$$

$\Sigma P_x = 2 \times 1782.4 = 3564.8KN$ ve $M = P_y \times l = 2203.4 \times 21 = 46271.4KNcm$

Düğüm levhasını kirişe bağlayan kaynaklarda kontrol:

$$\tau_k = \frac{3564.8}{125 \times 3} = 9.51$$

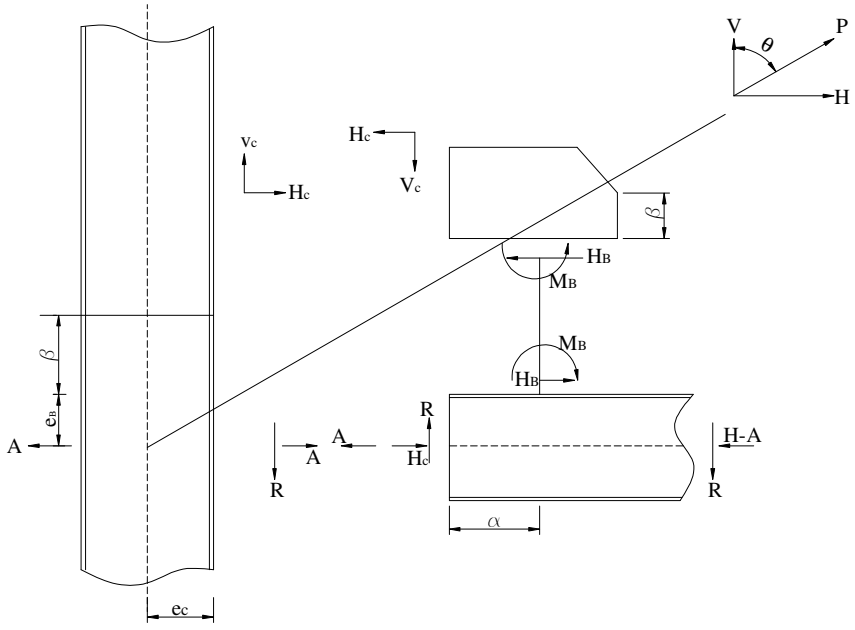
$$W_k = 3 \times \frac{125^2 \times 1}{6} = 7812 \text{cm}^3$$

$$\sigma_k = \frac{46271.4}{7812} = 5.92 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{9.51^2 + 5.92^2} = 11.20 \leq 21.25 \text{KN/cm}^2$$

4.2.2. Çaprazların Kirişle Birlikte Kolona Bağlantısı

Bu noktada birleşim, kuvvet çiftleri moment oluşturmayacak şekilde yapılacaktır [5]. Düğüm noktasındaki serbest cisim diyagramı Şekil 4.7'de görüldüğü gibidir.



Şekil 4.7: Düğüm Noktası Serbest Cisim Diyagramı

Kuvvet çiftlerine dönüştürülmesi Denklem 4.12 ile yapılmaktadır [5].

$$\alpha - \beta \times \tan\theta = e_b \times \tan\theta - e_c \tag{4.12}$$

Burada:

P :Güçlendirme elemanına etkiyen eksenel kuvvet

H-A :Kirişe etkiyen eksenel kuvvet

R :Kirişe etkiyen kesme kuvvet

e_b :Kirişin yarı yüksekliği

e_c :Kolonun yarı yüksekliği

α :Kolon yüzünden guse levhasının merkezine olan uzaklık

$\overline{\alpha}$:Seçilen guse levhasının kolon yüzünden merkezine olan uzaklık

β :Kiriş yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık olan uzaklık

$$V_c = \frac{\beta}{r} \times P \tag{4.13}$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} \times P \tag{4.14}$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} \times P \tag{4.15}$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} \times P \tag{4.16}$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \tag{4.17}$$

Bu bilgiler ışığında güçlendirme elemanın hesabı yapılmıştır.

Güçlendirme elemanı: HEB 260

$N_{çp} = \sigma_a A = 24 \times 118 = 2832$ KN

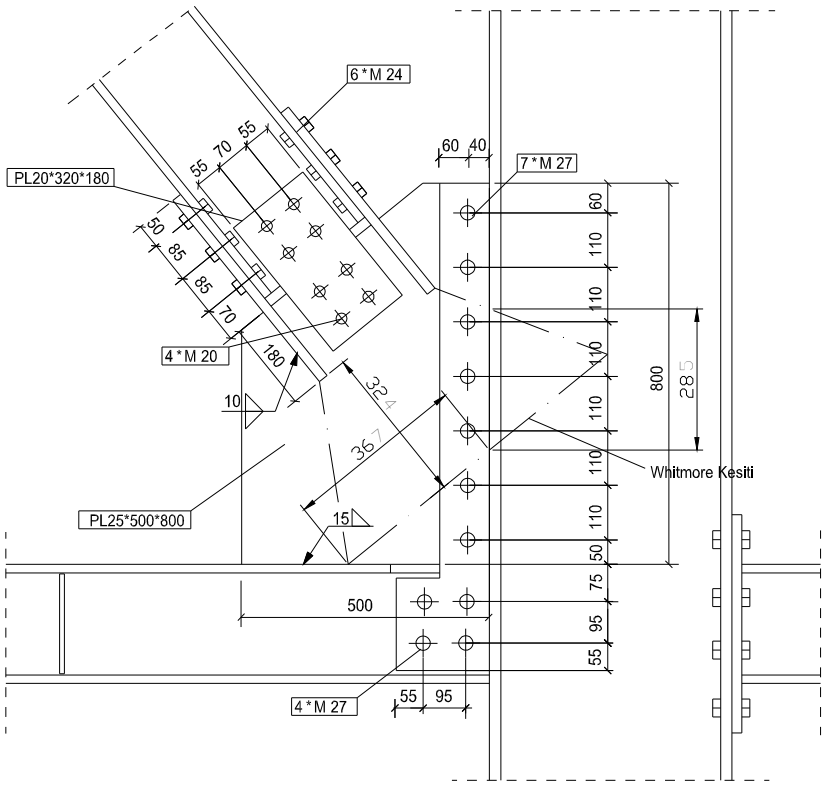
Başlıklarda 6'ar adet M24 (10.9) yüksek mukavemetli bulon, gövdede 4 adet M20(10.9) bulon kullanılmıştır.

Bir bulonun taşıyabileceği yük:

$$M24 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} \times 1.7 = \frac{3.14 \times 2.5^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 225.25 KN$$

Başlıklarda $1.7\times\sigma_{em}\times(\min\Sigma t)\times d = 1.7\times4.3\times1.75\times2.5 = 319.77\text{KN}$

$P_{em} = \min(P_s;P_l) = 225.25\text{ kN}$



Şekil 4.8: Merkezi Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı

$$\text{M20} \rightarrow \frac{\pi\times d^2}{4}\times\tau_{em}\times1.7 = \frac{3.14\times2.1^2}{4}\times27\times1.7 = 158.88\text{KN}$$

Gövdede $1.7\times\sigma_{em}\times(\min\Sigma t)\times d = 1.7\times43\times1.0\times2.1 = 153.51\text{KN}$

$P_{em} = \min(P_s;P_l) = 153.51\text{ kN}$

Bulonların emniyetle aktaracağı kuvvet;

$$P_{em} = 4\times153.51 + 12\times225.25 = 3317.04 > 2832\text{KN} \qquad \text{(uygun)}$$

Eğer bulonların emniyet sınır gerilmesi artırılmamış olsaydı bu birleşim detayı için gerekli bulon sayısı hesaplanabilir.

Başlıklarda : $P_{em} = \min(P_s;P_l)/1.7 = 90.3\text{ kN}$

Gövdede : $P_{em}=\min(P_s;P_l)/1.7=132.5$ kN

$$P_{em}=6\times 90.3+20\times 132.5=3191.8>2832\text{KN}$$ (uygun)

Emniyet gerilmelerinin kullanılması durumunda başlıklarda 10'ar adet M24 (10.9) yüksek mukavemetli bulon, gövdede 6 adet M20(10.9) bulon kullanılması gerektiği görülebilir.

Flanş levhasına gelen kuvvet;

$$P=\left(2832-4\times 153.51\right)/2=1108.98\text{KN}$$

350.20 flanş levhası için;

$$F_n=35\times 2-2\times 2.5\times 2=60\text{cm}^2$$

$$\sigma=1108.98/60=18.48<24\text{KN/cm}^2$$ (uygun)

Whitmore kesiti ile gövde levhası kontrolü yapılması için, Şekil 4.8'deki gibi 30 derece açıyla Whitmore kesiti çizilir [13]. Kesitin bir kısmı kolonun içinde kalmaktadır, bu kısım yerine kolon yüzündeki kısım alınarak emniyet gerilmesi kontrol edilirse;

Bulunan Whitmore kesiti; l= 36.7+28.5= 65.2cm'dir. Burkulma boyu ise l=32.4cm şekilden ölçülebilir.

$\beta_{kx}=0.5$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$r=\sqrt{\frac{65.2\times 2.5^3/12}{2.5\times 65.2}}=0.72$$

$$\lambda_x=\frac{0.5\times 32.4}{0.72}=22.5 \qquad \rightarrow \omega_y=1.08$$

$$\sigma_{eb}=\frac{2832}{65.2\times 2.5}=17.37\text{ kN/cm}^2$$ (3.21)

$$\sigma_{bem}=\frac{19.15}{1.08}=17.63\text{ kN/cm}^2>17.37\text{ kN/cm}^2$$ (3.22)

Flanş levhası kaynaklarında seçilen köşe kaynak a=10mm l=17cm

$$\tau = 1108.98/\left[4\times(17-2\times1)\right] = 18.48 < 21.25\text{KN/cm}^2 \quad \text{(uygun)}$$

Guse Levhasının Kontrolü:

e_b=12 cm, e_c=24.5cm, $\tan\theta = 0.81$

$$\alpha - \beta\times0.81 = 12\times0.81 - 14 \quad (4.12)$$

$\beta = 41$ cm için $\alpha = 30$ cm olmaktadır.

$\overline{\alpha} = 30$ cm olacak şekilde çözüme devam edilecektir.

$$r = \sqrt{(30+24.5)^2 + (41+12)^2} = 76.02 \quad (4.17)$$

$$\mathrm{V_c} = \frac{41}{76.02}\times2832 = 1527.38\text{kN} \quad (4.13)$$

$$\mathrm{H_c} = \frac{24.5}{76.02}\times2832 = 912.70\text{KN} \quad (4.14)$$

$$\mathrm{H_b} = \frac{30}{76.02}\times2832 = 1117.60\text{KN} \quad (4.15)$$

$$\mathrm{V_b} = \frac{12}{76.02}\times2832 = 447.04\text{KN} \quad (4.16)$$

Guse levhasının kirişe bağlandığı yerde köşe kaynak dikişinin tahkiki:

$a = 10$ mm , $l = 49$ cm

$$F_k = 2\times1\times(49-2\times1) = 94 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{1117.6}{94} = 9.71 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{447.04}{94} = 4.75 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_v = \sqrt{9.71^2 + 4.75^2} = 10.81 \text{ kN/cm}^2 < 21.25 \text{ kN/cm}^2$

Guse levhasının kolona birleşimi:

$P_s = \frac{2.8^2 \times \pi}{4} \times 27 \times 1.7 = 282.54 \text{ kN}$

$P_l = 2.8 \times 2.5 \times 43 \times 1.7 = 511.70 \text{ kN}$

$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 282.54 \text{ kN}$

$P_t = \sqrt{1527.38^2 + 912.70^2} = 1779.31 \text{ kN}$

$n = \frac{1779.31}{282.54} = 6.29$ 7 M27(10.9)

Levha kolon birleşimindeki kaynak dikişlerinin tahkiki:

$a = 10 \text{ mm}$, $l = 82 \text{ cm}$

$F_k = 2 \times 1 \times (82 - 2 \times 1) = 160 \text{ cm}^2$

$\tau_k = \frac{1527.38}{160} = 9.55 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_k = \frac{912.7}{160} = 5.71 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_v = \sqrt{9.55^2 + 5.71^2} = 11.12 \text{ kN} < 21.25 \text{ kN/cm}^2$

Kiriş kolon birleşimi:

R=52.06 kN

$P_v = V_b + R = 447.04 + 52.06 = 499.10 \text{ kN}$

$P_h = 22.62 + 912.70 = 935.32 \text{ kN}$

$$\sigma_k = \frac{343.24}{196} = 1.75 \text{ kN/cm}^2$$

Levha kolon birleşimindeki kaynak dikişlerinin tahkiki:

$a = 15$ mm , $l = 24$ cm

$$F_k = 2 \times 1.5 \times (24 - 2 \times 1) = 66 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{499.1}{66} = 7.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{935.32}{66} = 14.17 \text{ kN/cm}$$

$$\sigma_v = \sqrt{7.56^2 + 14.17^2} = 16.06 \text{ kN} < 21.25 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların tahkiki:

$$P_s = \frac{2.8^2 \times \pi}{4} \times 27 \times 1.7 = 282.54 \text{ kN}$$

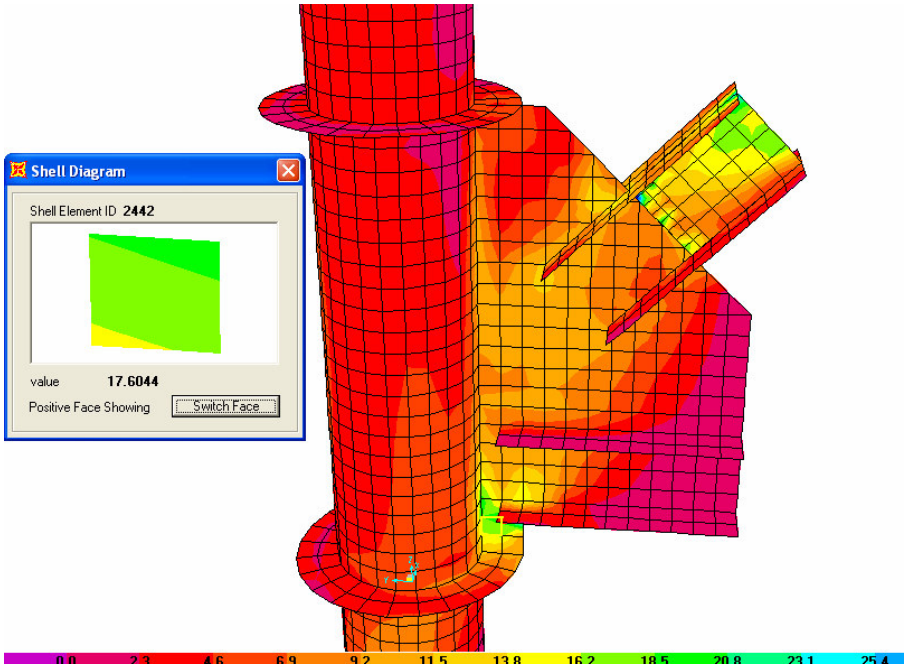
$$P_l = 2.8 \times 2.5 \times 43 \times 1.7 = 511.70 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 282.54 \text{ kN}$$

$$P_t = \sqrt{1527.38^2 + 912.70^2} = 1779.31 \text{ kN}$$

$$n = \frac{1060.23}{282.54} = 3.75 \qquad 4 \text{ M27(10.9)}$$

Güçlendirme elemanının A ve E akslarında boru kesitli kolonlara bağlantısının hesabından sonlu elemanlar modeli kullanılmış. Boru kesit, levhaların uç noktalarında rijitleştirilmesi gerektiği gözlemlenmiştir. Modelde $0.85 \times \sigma_a = 19.2 \text{KN/cm}^2$ akma sınırına Von Misses gerilmesiyle erişilmediği Şekil 4.9'da görülmektedir [9].



Şekil 4.9: Rijitleştirilmiş Boru Kesitin Çaprazlara Bağlantısı

4.3. Dışmerkez Güçlendirme Elemanlarının Bağlantı Detayları

Çaprazların birleşim detaylarında kullanılacak kuvvetler, Bölüm 3'de dışmerkezi güçlendirilmiş sistemin boyutlandırılması için hesaplanan kuvvetlerdir. Merkezi güçlendirilmiş sisteme benzer şekilde hesaplara devam edilecektir.

4.3.1. Çaprazların Kirişe Bağlantısı:

$$N_{çapraz}=1.25\times1.2\times1.65\times533.15=1319.54KN$$

$$M_{çapraz}=1.25\times1.2\times1.65\times3114.3=7707.89KN$$

Başlıklarda 4 M24 ve gövdede 4 M20

Bir bulonun taşıyabileceği yük:

$$M24 \rightarrow \frac{\pi\times d^2}{4}\times\tau_{em}\times1.7=\frac{3.14\times2.4^2}{4}\times27\times1.7=207.54KN$$

Başlıklarda $P_l = 2.5\times2.1\times43\times1.7 = 383.75$ kN

$$P_{em}=\min(P_s;P_l)=207.54 \text{ kN}$$

$$M20 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} \times 1.7 = \frac{3.14 \times 2.1^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 158.88 KN$$

Gövdede $P_l = 43 \times 1.0 \times 2.1 \times 1.7 = 153.51 KN$

$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 153.51$ kN

Bulonların emniyetle aktaracağı kuvvet;

$$\sigma_{em} = \frac{7707.89}{24 \times 4} = 80.28 KN$$

$$\tau_{em} = \frac{1319.54}{12} = 109.96 KN$$

$$P_v = \sqrt{80.28^2 + 109.96^2} = 122.08 < 207.54 KN \qquad \text{(uygun)}$$

Guse levhasında kaynakların tahkiki;

$N_{çapraz} = 1.25 \times 1.2 \times 1.65 \times 533.15 = 1319.54 KN$

$$N_{çaprazx} = 1319.54 \times \frac{2.2}{\sqrt{3.4^2 + 2.2^2}} = 716.84 KN$$

$$N_{çaprazy} = 1319.54 \times \frac{3.4}{\sqrt{3.4^2 + 2.2^2}} = 1107.85 KN$$

$M_{çapraz} = 1.25 \times 1.2 \times 1.65 \times 3114.3 = 7707.89 KN$

$a = 15$ mm , $l = 45$ cm

$F_k = 2 \times 1.5 \times (45 - 2 \times 1.5) = 126$ cm^2

$$W_k = 2 \times 1.5 \times \frac{(45 - 2 \times 1.5)^2}{6} = 882 \text{ cm}^3$$

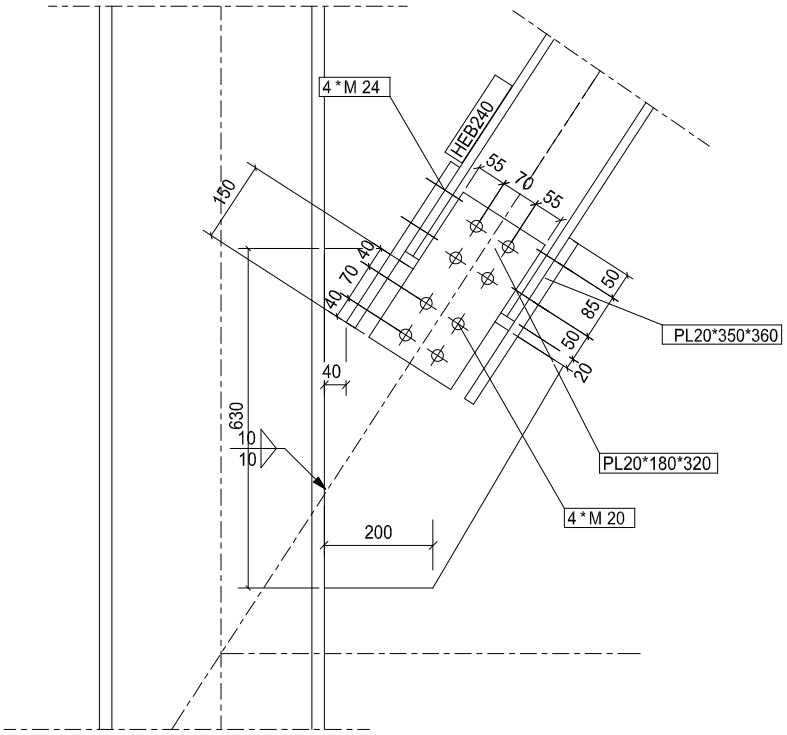
$$\sigma_k = \frac{1107.85}{126} + \frac{7707.89}{882} = 17.57 KN/\text{cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{716.84}{126} = 5.69 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{17.57^2 + 5.60^2} = 18.44 \text{ kN} < 21.25 \text{ kN/cm}^2$$

Flanş levhasına gelen kuvvet;

$$P = (1319.54 - 8 \times 90.3)/2 + 7707.89/24 = 619.73 \text{KN}$$



Şekil 4.10: Dışmerkez Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı

300.20 flanş levhası için;

$$F_n = 30 \times 2 - 2 \times 2.5 \times 2 = 50 \text{cm}^2$$

$$\sigma = 619.53/50 = 12.39 < 24 \text{KN/cm}^2 \qquad \text{(uygun)}$$

Flanş levhası kaynaklarında seçilen köşe kaynak a=10mm l=15cm

$\tau = 619.53/\left[4\times(15-2\times1)\right] = 11.90 < 21.25\text{KN/cm}^2$ (uygun)

4.3.2. Bağ Kirişlerinin Kolona Bağlantısı:

Kiriş üzerinden aktarılan kuvvet:

$N_{kiriş} = 1.1\times1.2\times1.65\times223.24 = 486.22\text{KN}$

$T_{kiriş} = 1.1\times1.2\times1.65\times97.02 = 211.30\text{KN}$

$\text{M20} \rightarrow \frac{\pi\times d^2}{4}\times\tau_{em}\times1.7 = \frac{3.14\times2.1^2}{4}\times27\times1.7 = 158.82\text{KN}$

Gövdede $P_1 = 43\times1.0\times2.1\times1.7 = 153.51\text{KN}$

$P_{em} = \min(P_s;P_1) = 153.51\text{ kN}$

$n = \frac{\sqrt{486.22^2+211.30^2}}{153.51} = 3.45$ 4 M20(10.9)

180.25 levhası için;

$F_n = 18\times2.5 - 3\times2.1\times2.5 = 29.25\text{cm}^2$

$\tau = 211.3/29.25 = 7.23\text{KN/cm}^2$

$\sigma = 486.22/29.25 = 16.62\text{KN/cm}^2$

$\sigma_v = \sqrt{16.62^2+3\times7.23^2} = 20.81 < 24\text{KN/cm}^2$

Levhayı Kolona Bağlayan Kaynaklarda Kontrol:

$M = T_{kiriş}\times e = 211.30\times7.5 = 1584.75\text{KN}$

$a = 10\text{ mm}$, $l = 18\text{ cm}$

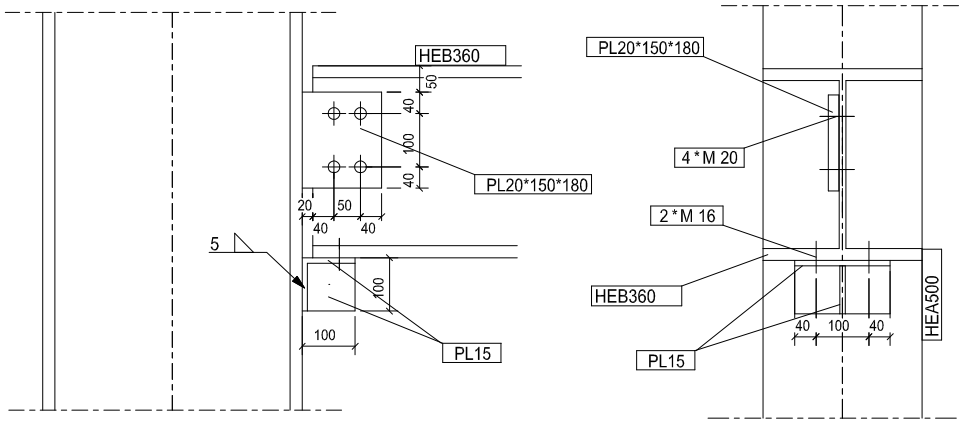
$F_k = 2\times1\times(18-2\times1) = 32\text{ cm}^2$

$$W_k = 2\times1\times\frac{(18-2\times1)^2}{6} = 85.33\text{cm}^3$$

$$\sigma_k = \frac{486.22}{32} + \frac{1584.75}{85.33} = 7.06\ \text{cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{211.30}{32} = 6.6\ \text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{7.06^2 + 3.06^2} = 7.69\ \text{kN} < 12.50\ \text{kN/cm}^2$$



Şekil 4.11: Kiriş Kolon Birleşim Detayı

4.4. Döşeme Kirişlerinin Bağlantı Detayı

Kiriş üzerinden aktarılan kuvvet:

$T_{kiriş}$ =22.62KN

$$M12 \rightarrow \frac{\pi\times d^2}{4}\times\tau_{em} = \frac{3.14\times1.3^2}{4}\times11.2 = 14.85\text{KN}$$

Gövdede $P_l = 24\times0.53\times1.2 = 15.26\text{KN}$

P_{em} =min(P_s ;P_l) =14.85 kN

$$n = \frac{22.62}{14.85} = 1.52 \quad \text{2 M12(5.6)}$$

Gövdede kayıp;

$$F_n = 14.5 \times 0.53 - 2 \times 1.3 \times 0.53 = 6.31 \text{cm}^2$$

$$\tau = 22.62 / 6.31 = 3.59 < 14.4 \text{KN/cm}^2$$

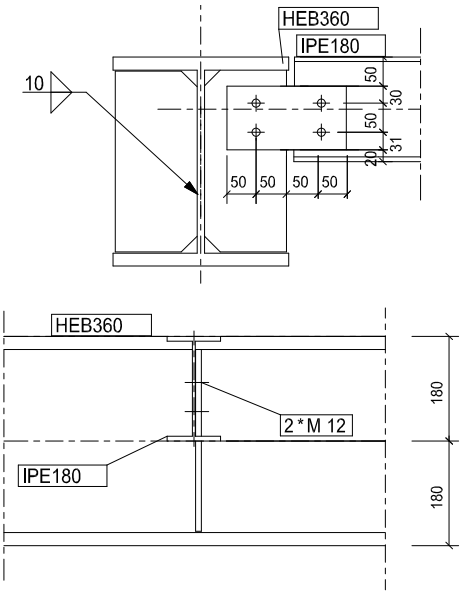
Levha Kaynaklarında Kontrol:

$$M = T_{kiriş} \times e = 22.62 \times 7 = 158.34 \text{KN}$$

$a = 3$ mm, $l = 15$ cm

$$F_k = 2 \times 0.3 \times (15 - 2 \times 1) = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times 0.3 \times \frac{(15 - 2 \times 1)^2}{6} = 16.9 \text{cm}^3$$



Şekil 4.12: Döşeme Kirişi Birleşim Detayı

$$\sigma_k = \frac{158.34}{16.9} = 9.37 \text{KN} / \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{22.62}{7.8} = 2.9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{9.37^2 + 2.9^2} = 9.8 \text{ kN} < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

4.5. Eleman Ekleri

Tam penatrasyonlu küt kaynaklı veya bulonlu olarak yapılan kolon ekleri, kolon kiriş birleşim yerinden en az kat yüksekliğinin 1/ 4' ü kadar uzakta olacaktır. Köşe kaynağı ile veya tam penatrasyonlu olmayan küt kaynakla yapılan ekler ise, kolon kiriş birleşim yerinden en az 1.20 m uzakta olacak, net kat yüksekliğinin 2.40m'den az olması durumunda ise kat ortasında yapılacaktır [1].

Kiriş ekleri, kolon kiriş birleşim yerinden en az kiriş yüksekliğinin iki katı kadar uzakta yapılacaktır.

Kolon kiriş eklerinin eğilme kapasitesi, eklenen elamanın eğilme kapasitesinden, kesme kuvveti kapasitesi ise Denklem 4.6 da verilen değerden az olmayacaktır. Ayrıca birinci ve ikinci deprem bölgelerinde, kolon ekleri eksenel kuvvet kapasiteleri Tablo 3.1 de belirtilen büyütme katsayılarıyla artırılmış kuvvet kapasiteleri için de yeterli olacaktır.

4.5.1. Kolon Kesitlerinin Değiştiği Noktalarda Ekler

Yapıda alt kattan üst katlara doğru kolonlar sırasıyla HEM550' den HEA500' e ve HEA500'den HEB280'e dönüşmektedir. Bu eklerin bağlantısı deprem yönetmeliğinin belirlediği kontroller altında yapılacaktır.

Üst kolon profilinin alt kolon profiline uygun olması halinde kolon eki gövde ve başlık levhaları kullanılarak yapılabilir. Birleşim aracı olarak uygun bulon veya yüksek mukavemetli bulon kullanılabilir. İki türlü ek bahis konusudur; tam ek ve temas eki. Tam ekte kolonun tam yükü esas alınır. Kolon profillerinin uçları temas etse dahi temas yoluyla kuvvet aktarıldığı kabul edilmez. Bu çalışmada tam ek kullanılacak temas yoluyla kuvvet aktarımı ihmal edilecektir [5].

Tam ek hesabı yapılırken, gövde ve başlık levhalarının en kesit alanları, üst kolon profilinin gövde ve başlık alanlarından az olmayacak şekilde seçilir. Üst kolon profilinin alt kattakinden küçük olması durumunda, başlık ek levhalarının altına gelmek üzere, besleme levhaları konulması gerekir. Gövde ve başlık bulonları Denklem 3.17 ve Denklem 3.18' e göre hesaplanır.

$$P_g = P \times \frac{F_g}{F} \tag{3.17}$$

$$P_b = P \times \frac{F_b}{F} \tag{3.18}$$

Burada;

P : Üst kolon profilindeki merkezi basınç kuvveti

F: Üst kolon profilinin en kesit alanı

F_g : Aynı profilin gövde en kesit alanı

F_b : Aynı profilin bir başlığının en kesit alanı

Üst kolon profiliyle alt kolon profilinin gövde kalınlıkları farkı 1.5mm den fazla ise, üst profilde gövde ek levhalarının altına da besleme levhaları konmalıdır.

HEM550'nin HEA500'e bağlantısı:

Sağlanması gereken moment kapasitesi, kesme kuvveti kapasitesi ve artırılmış normal kuvvet:

$$M_p = 3949 \times 24 = 94776 \text{KNcm}$$

$$V_p = 1.1 \times \frac{94776 + 94776}{340} = 613.26 \text{KN} \qquad N = 5528 \text{KN}$$

Levhalarda Kontrol:

$$N_P^{EK} = \left[2 \times 2.5 \times (30\text{-}2 \times 2.7) + 2 \times 2.5 \times (15\text{-}2.7) + 2 \times 1.5 \times (25\text{-}3 \times 2.4)\right] \times 24 = 5709.6 > 5528 \text{KN}$$

$$M_P^{EK} = \left[2.5 \times (30\text{-}2 \times 2.7) \times 51 + 2.5 \times (15\text{-}2.7) \times 47\right] \times 24 = 109962 \text{KNcm} > 94776 \text{KNcm}$$

$$N_P^{EK} = \left[2 \times 2.5 \times (30\text{-}2 \times 2.7) + 2 \times 2.5 \times (15\text{-}2.7) + 2 \times 1.5 \times (25\text{-}3 \times 2.4)\right] \times 24 = 5709.6 > 5528 \text{KN}$$

$$V_p^{EK} = 0.6 \times 2 \times 2.5 \times (30 - 3 \times 2.4) \times 24 = 1641.6 > 613.26 \text{KN}$$

Bulonlarda Kontrol:

$$M27 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.7^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 525.32 \text{KN}$$

Başlıkta $P_l = 43 \times 2.3 \times 2.7 \times 1.7 = 453.91\text{KN}$

$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 453.91\text{kN}$

$$\text{M24} \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.4^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 415.08\text{KN}$$

Gövdede $P_l = 43 \times 2.5 \times 1.2 \times 1.7 = 219.3\text{KN}$

$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 219.3\ \text{Kn}$

Başlıklarda ; 6 M27(10.9) Gövdede ; 4 M24(10.9)

$M_P^{EK} = 6 \times 453.91 \times 49 = 113449\text{KNcm} > 94776\text{KNcm}$

$N_P^{EK} = 2 \times 6 \times 453.91 + 4 \times 219.3 = 6324.12 > 5528\text{KN}$

$V_p^{EK} = 4 \times 219.3 = 877.2 > 613.26\text{KN}$

HEA500'nin HEB280'e bağlantısı:

Bu bağlantıda moment ve kesme kuvveti kapasitelerinin sağlanabilmesi için eleman bağlantıları tam penatrasyonlu kaynak ile yapılacaktır. Üst kolondan gelen basınç kuvvetinin alt kolona iletilmesi için ek levhalar konulmuştur. Bunların tahkiki yapılırsa:

$N_p = 118 \times 24 = 2832\ \text{KN}$ (uygun)

$$P_b = 2832 \times \frac{1.8 \times 28}{118} = 1209,6\text{KN} \qquad (3.17)$$

Levha Kaynaklarında Kontrol:

$a = 7\ \text{mm}$, $l = 30\ \text{cm}$

$F_k = 2 \times 0.7 \times (30 - 2 \times 0.7) = 40.04\ \text{cm}^2$

$$\tau_k = \frac{1209,6}{2 \times 40.04} = 15.10\text{kN/cm}^2 < 24\text{kN/cm}^2$$

D=350 mm D=300mm boruya bağlantısı:

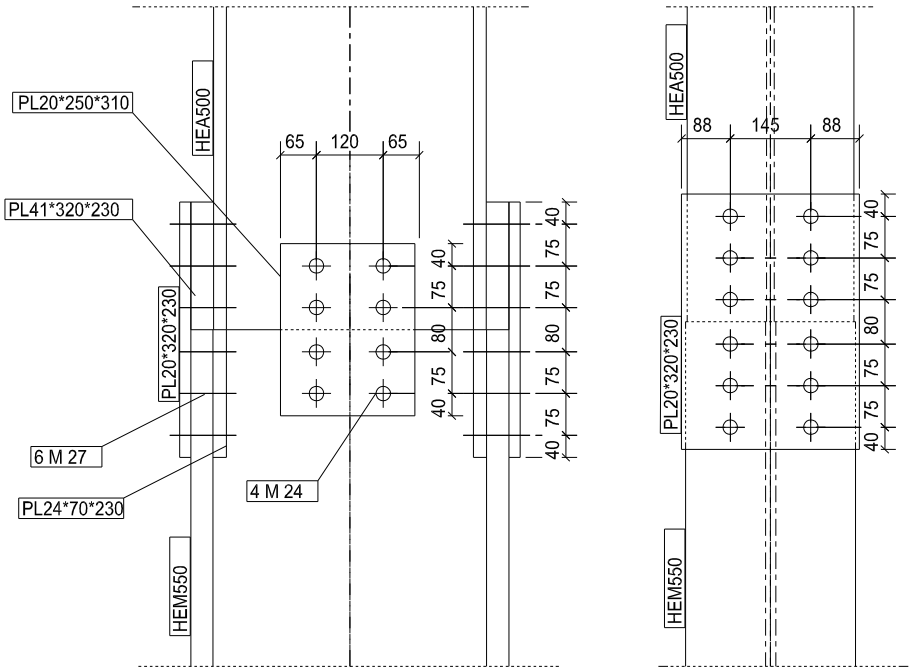
Bağlantının moment kapasitesinin kontrolü:

GV Birleşimi için :

M24 Bulonda P_v=220KN öngerilme kuvveti.

$$M_p = 1219 \times 24 = 29256 \text{KNcm}$$

$$\sigma = 29256/\left[(38.9 \times 2 + 19.4 \times 2) \times 3.27 \times 10\right] = 7.67 \text{KN/cm}^2 < 10 \text{KN/cm}^2$$



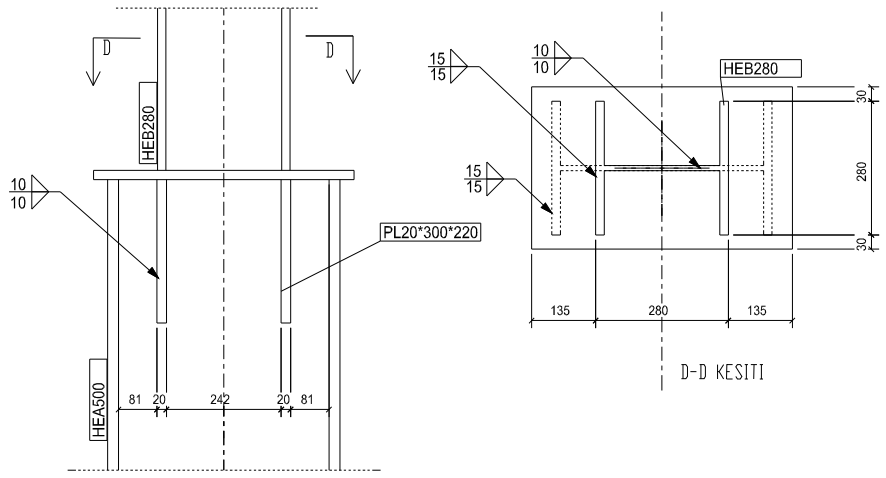
Şekil 4.13: HEM550 Profilinin HEA500'e Bağlantı Detayı

t=30 mm alın plakasında tahkikler:

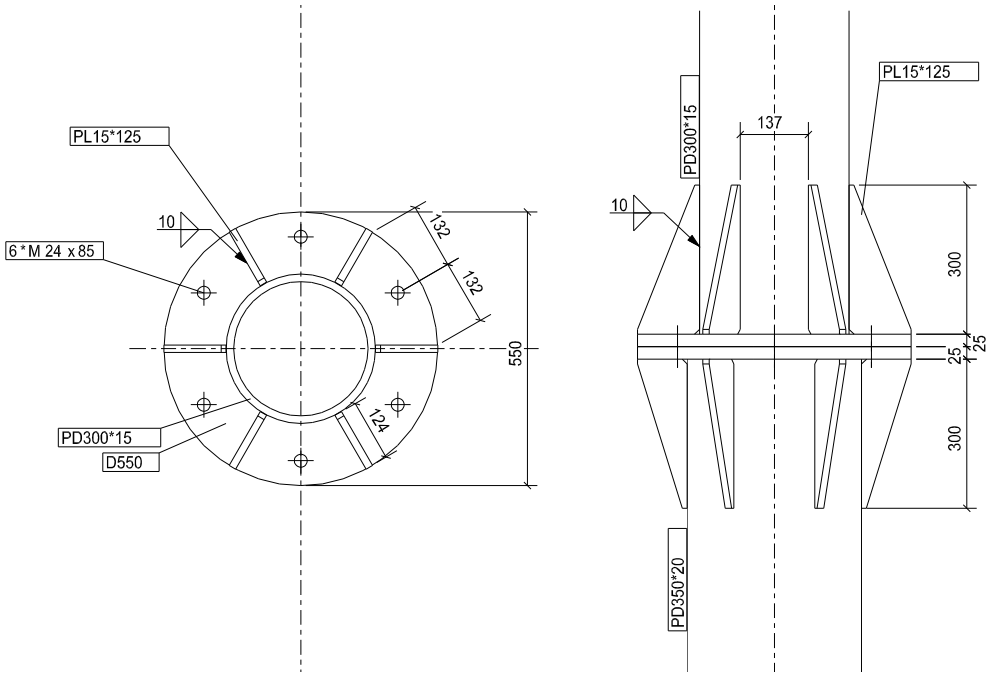
$$M_{maks} = 7.67 \times 3.27 \times 5 = 125.40 \text{KNcm}$$

$$W = 17.5 \times \frac{2.5^2}{6} = 18.22 \text{cm}^3$$

$$\sigma = \frac{125.40}{18.22} = 6.88 \text{kN/cm}^2 < 24 \text{kN/cm}^2$$



Şekil 4.14: HEA500 Profilinin HEB280'e Bağlantı Detayı



Şekil 4.15: D=350 Boru Kesitin D=300 Boru Kesite Bağlantı Detayı

Levha Kaynaklarında Kontrol:

$$M_p = 1219 \times 24 = 29256 KNcm$$

$$N_p = 134 \times 24 = 3216 KN$$

$a = 7$ mm, $l = 30$ cm

$$F_k = 2 \times 0.7 \times (30 - 2 \times 0.7) = 40.04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{3216}{6 \times 40.04} + \frac{29256}{(30 + 22 + 22) \times 40.04} = 22.27 \text{kN/cm}^2 < 24 \text{kN/cm}^2$$

4.5.2. Kullanılan Hadde Profilleri için Şantiye Ekleri

İmalat bünyesinde kullanılacak profillerin şantiyeye nakledilmesi ve montajı esnasında kolaylık sağlamak, boy kesimlerinde artan parçaları tekrar değerlendirmek için şantiyede eklere gerek duyulabilir. Burada deprem yönetmeliğinin belirttiği koşullar çerçevesinde elamanların ek hesapları yapılacaktır [6].

HEM550 için ek detayı:

Sağlanması gereken moment kapasitesi, kesme kuvveti kapasitesi ve artırılmış normal kuvvet:

$$M_p = 7933 \times 24 = 190392 \text{KNcm}$$

$$V_p = 1.1 \times \frac{190905 + 190905}{340} = 1235.26 KN \qquad N = 8282 \text{KN}$$

Levhalarda Kontrol:

$$M_P^{EK} = \left[3 \times (40\text{-}2 \times 2.7) \times 61 + 3(15\text{-}2.7) \times 55\right] \times 24 = 200671 \text{KNcm} > 190392 \text{KNcm}$$

$$N_P^{EK} = \left[2 \times 3 \times (40\text{-}2 \times 2.7) + 2 \times 3 \times (15\text{-}2.7) + 2 \times 2.5 \times 40\right] \times 24 = 11553{,}6 > 8282 \text{KN}$$

$$V_p^{EK} = 0.6 \times 2 \times 2.5 \times (40 - 2 \times 2.4) \times 24 = 2534.4 > 1235.26 \text{KN}$$

Bulonlarda Kontrol:

$$M27 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.7^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 525.32 \text{KN}$$

Başlıkta $P_l = 43 \times 4 \times 2.7 \times 1.7 = 789.48 \text{KN}$

$$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 525.32 \text{kN}$$

$$M24 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.4^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 415.08KN$$

Gövdede $P_l = 43 \times 2.5 \times 2.5 \times 1.7 = 456.87KN$

$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 415.08$ kN

Başlıklarda ; 8 M27(10.9) Gövdede ; 6 M24(10.9)

$$M_P^{EK} = 8 \times 525.32 \times 59 = 247951KNcm > 190392KNcm$$

$$N_P^{EK} = 2 \times 8 \times 453.91 \times 59 + 6 \times 415.08 = 9752.88 > 8282KN$$

$$V_p^{EK} = 6 \times 415.08 = 2490.48 > 1235.26KN$$

HEA500 için ek detayı:

Sağlanması gereken moment kapasitesi, kesme kuvveti kapasitesi ve artırılmış normal kuvvet:

$$M_p = 3949 \times 24 = 94776KNcm$$

$$V_p = 1.1 \times \frac{94776 + 94776}{340} = 613.26KN$$

$$N = 5528KN$$

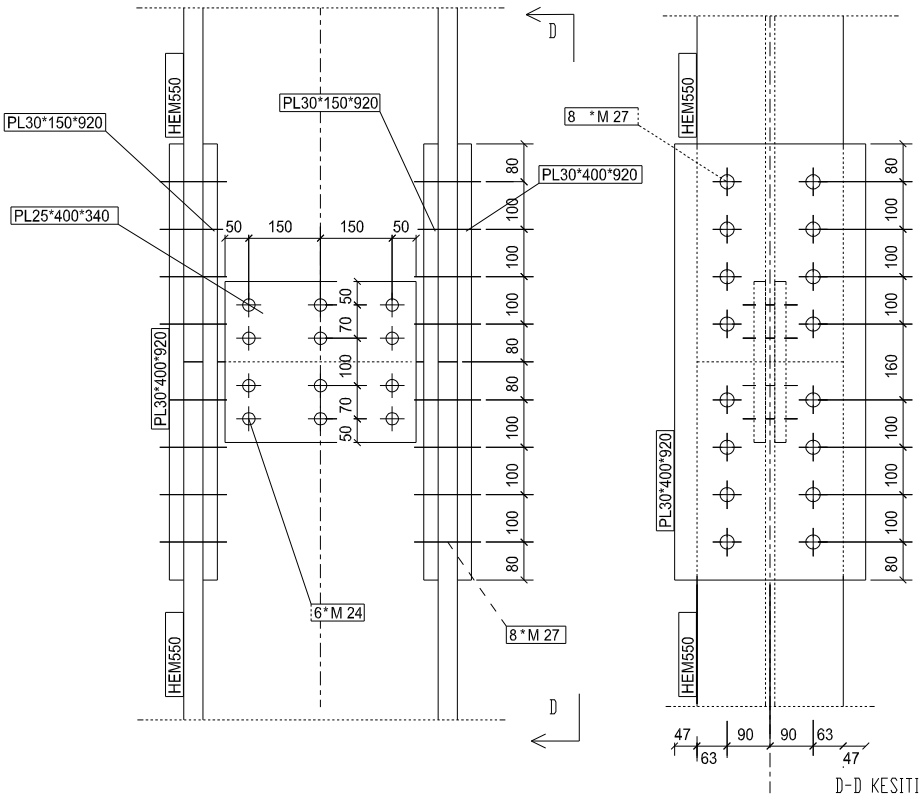
Levhalarda Kontrol:

$$N_P^{EK} = \left[2 \times 2.5 \times (30\text{-}2 \times 2.7) + 2 \times 2.5 \times (15\text{-}2.7) + 2 \times 1.5 \times (25\text{-}3 \times 2.4)\right] \times 24 = 5709.6 > 5528KN$$

$$M_P^{EK} = \left[2.5 \times (30\text{-}2 \times 2.7) \times 51 + 2.5 \times (15\text{-}2.7) \times 47\right] \times 24 = 109962KNcm > 94776KNcm$$

$$N_P^{EK} = \left[2 \times 2.5 \times (30\text{-}2 \times 2.7) + 2 \times 2.5 \times (15\text{-}2.7) + 2 \times 1.5 \times (25\text{-}3 \times 2.4)\right] \times 24 = 5709.6 > 5528KN$$

$$V_p^{EK} = 0.6 \times 2 \times 2.5 \times (30 - 3 \times 2.4) \times 24 = 1641.6 > 613.26KN$$



Şekil 4.16: HEM550 için Şantiye Eki

Bulonlarda Kontrol:

$$M27 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.7^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 525.32KN$$

Başlıkta $P_l = 43 \times 2.3 \times 2.7 \times 1.7 = 453.91KN$

$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 453.91kN$

$$M24 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.4^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 415.08KN$$

Gövdede $P_l = 43 \times 2.5 \times 1.2 \times 1.7 = 219.3KN$

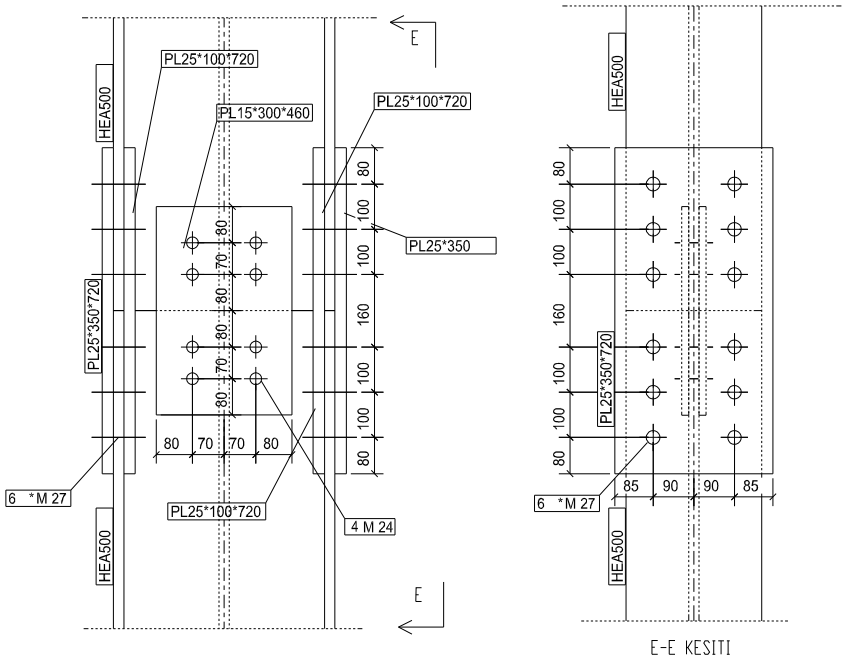
$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 219.3\ kN$

Başlıklarda ; 6 M27(10.9) Gövdede ; 4 M24(10.9)

$$M_P^{EK} = 6 \times 453.91 \times 49 = 113449KNcm > 94776KNcm$$

$$N_P^{EK} = 2 \times 6 \times 453.91 + 4 \times 219.3 = 6324.12 > 5528KN$$

$$V_p^{EK} = 4 \times 219.3 = 877.2 > 613.26KN$$



Şekil 4.17: HEA500 İçin Şantiye Eki

HEA280 için ek detayı:

$$M_p = 1534 \times 24 = 36816KNcm$$

$$V_p = 1.1 \times \frac{36816 + 36816}{340} = 238.22KN \qquad N = 1464KN$$

Levhalarda Kontrol:

$$M_P^{EK} = \left[2.5 \times (28\text{-}2 \times 2.4) \times 29 + 1.5 \times (15\text{-}2.0) \times 27\right] \times 24 = 56136KNcm > 36816KNcm$$

$$N_P^{EK} = \left[2 \times 2.5 \times (28\text{-}2 \times 2.4) + 2 \times 2.5 \times (10\text{-}2.4) + 2 \times 1.5 \times (15\text{-}3 \times 2.0)\right] \times 24 = 4344 > 1464KN$$

$$V_p^{EK} = 0.6 \times 2 \times 1.5 \times (15 - 2 \times 2.0) \times 24 = 475.2 > 238.22KN$$

Bulonlarda Kontrol:

$$M24 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.4^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 415.08KN$$

Başlıkta $P_l = 43 \times 1.8 \times 2.4 \times 1.7 = 315.79KN$

$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 315.79kN$

$$M20 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.0^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 288.25KN$$

Gövdede $P_l = 43 \times 2.0 \times 1.0 \times 1.7 = 146.2KN$

$P_{em} = \min(P_s ; P_l) = 146.2\ kN$

Başlıklarda ; 6 M24(10.9) Gövdede ; 4 M20(10.9)

$M_P^{EK} = 6 \times 315.79 \times 29 = 54947KNcm > 36816KNcm$

$N_P^{EK} = 2 \times 6 \times 315.79 + 4 \times 146.2 = 4374.28 > 1464KN$

$V_p^{EK} = 4 \times 146.2 = 584.8 > 238.22KN$

HEB240 için ek detayı:

$M_p = 1053 \times 24 = 25272KNcm$

$$V_p = 1.1 \times \frac{25272 + 25272}{500} = 111.19KN$$

Levhalarda Kontrol:

$M_P^{EK} = \left[2.0 \times (26\text{-}2 \times 2.0) \times 27 + 1.5 \times (12\text{-}2 \times 2.4) \times 25\right] \times 24 = 35712cm > 25272KNcm$

$V_p^{EK} = 0.6 \times 2 \times 1.5 \times (12 - 2 \times 2) \times 24 = 293.76 > 111.19KN$

Bulonlarda Kontrol:

$$M24 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.4^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 415.08KN$$

Başlıkta $P_l = 43 \times 1.7 \times 2.4 \times 1.7 = 298.48KN$

$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 298.48$ Kn

$$M20 \rightarrow \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = 2 \times \frac{3.14 \times 2.0^2}{4} \times 27 \times 1.7 = 288.25KN$$

Gövdede $P_l = 43 \times 2.0 \times 1.0 \times 1.7 = 146.2KN$

$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 146.2$ kN

Başlıklarda ; 4 M24(10.9) Gövdede ; 4 M20(10.9)

$M_P^{EK} = 4 \times 298.48 \times 27 = 32235KNcm > 25272KNcm$

$V_p^{EK} = 4 \times 146.2 = 584.8 > 111.19KN$

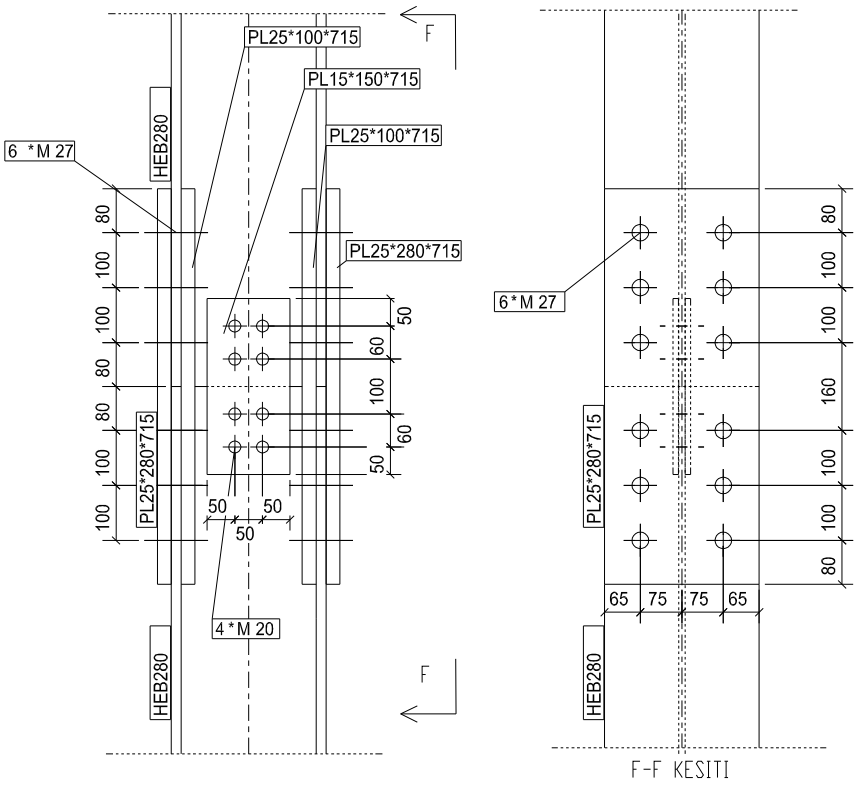
IPE180 için ek detayı:

Döşeme Kirişleri için bu ek gerekli olduğundan burada çekme başlığı ek levhalı bir ek kullanılabilir. Böylelikle kiriş üstünde düz bir düzlem elde edilmektedir bu da kompozit kiriş imalatı için daha kolaylık sağlanmaktadır [6].

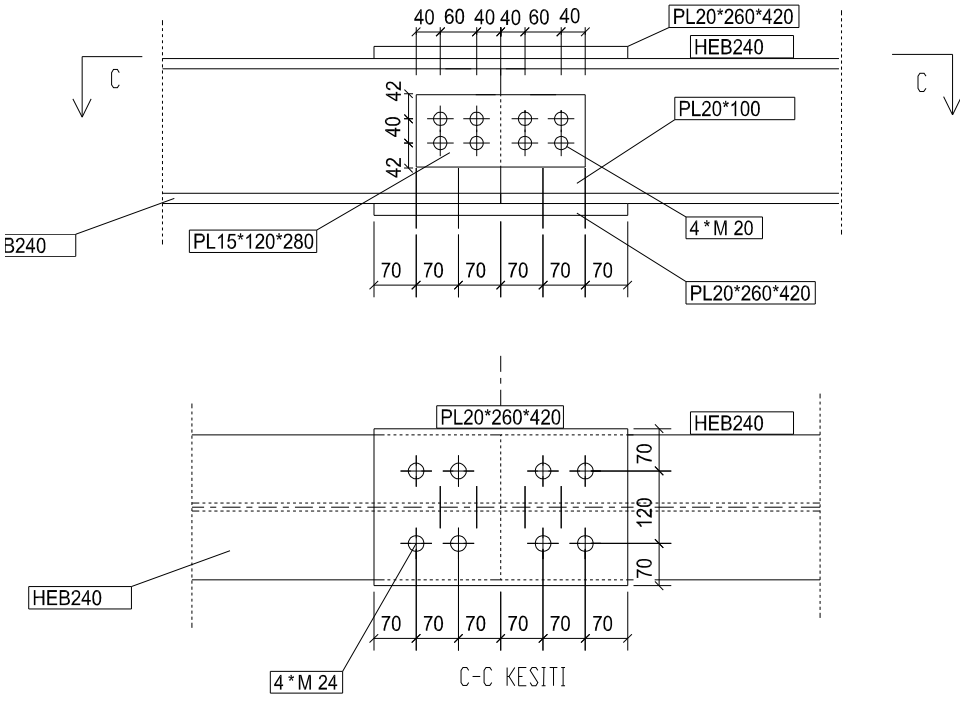
$F_{EK} = 10 \times 12 = 120 > 8 \times 9.1 = 72.8cm^2$

$a = 5$ mm , $l = 12$ cm

$$\tau_k = \frac{146 \times 14.40}{18 \times 2 \times 12 \times 0.5} = 9.77 < 11.0KN/cm^2$$



Şekil 4.18: HEB280 İçin Şantiye Eki



Şekil 4.19: HEB240 İçin Şantiye Eki

5. MALİYET ANALİZİ

Bu bölümde yapının maliyet analizi yapılmıştır. Hesaplanan malzeme miktarı yapılan metraj sonucunda bulunan değerler kabul edilmiş, üretim sırasında eleman kesimlerinde oluşacak kayıplar göz önünde bulundurulmamıştır. Bu bölümde sadece kullanılan hammadde miktarı ve bu miktarların Bayındırlık Bakanlığının 21 Eylül 2005 tarihli yayınladığı tutarları hesaplanmıştır. Fakat bu değerlerin Mart 2006 fiyatları olduğu göz önünde bulundurulmuş ve fiyatlar %25 oranında arttırılmıştır.

5.1. Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeveler İçin Metraj:

St 37.2 çelik malzeme:

Levhalar ve Saclar (Bağlantı levhaları+Döşeme Saçları)	……..…	577.22 ton
Hadde Elemanları ……	……	1224.16 ton
	Toplam:	1801.38 ton

C30 betonarme betonu:

Temel Betonu	879.02 m^3
Döşeme Betonu	1022.32 m^3
Toplam:	1905.34 m^3

BÇIII Betonarme demiri ……..	35.08 ton
BÇIV Döşeme Çeliği ……	83.95 ton
Toplam:	119.03 ton

5.2. Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeveler İçin Metraj:

St 37.2 çelik malzeme:

Levhalar ve Saclar (Bağlantı levhaları+Döşeme Saçları) …….…..…	577.22 ton
Hadde Elemanları …….……	1170.04 ton
Toplam:	1747.26 ton

C30 betonarme betonu:

Temel Betonu	879.02 m^3
Döşeme Betonu	1022.32 m^3
Toplam:	1905.34 m^3
BÇIII Betonarme demiri ……..	34.11 ton
BÇIV Döşeme Çeliği ……	83.95 ton
Toplam:	118.06 ton

5.3. Birim Fiyatlar ve Tarifleri

Fiyatlar dolar üzerinden değerlendirilecektir. Bu değerlendirmede Merkez Bankası 24 Mart 2006 tarihli dolar kuru dikkate alınmıştır (1$=1.346 YTL)

Birim fiyatlar ve tarifleri:

1 m^3 beton (C35- poz no:16.059)

Satın alınan ve beton pompasıyla basılan hazır beton,

$86.65 \times 1.25 = 108.32$ YTL/1.346 YTL =80.48 $

1 ton betonarme demiri (poz no:23.015)

0-28 mm nervürlü beton çelik çubuklarının kesilmesi, bükülmesi ve yerine konması

$600 \times 1.25 = 750$ YTL/1.346 YTL =557.20 $

1 ton çelik konstrüksiyon (23.101)

Her çeşit profil çelik çubuk ve çelik saçlara karkas inşaat yapılması, yerine tesbiti.

$2255.75 \times 1.25 = 2819.7$ YTL/1.346 YTL =2094.86 $

5.4. Merkezi Güçlendirilmiş Yapının Toplam Maliyeti

Bu bölümde verilen maliyet sadece kullanılan malzeme miktarının maliyetidir. Unutulmamalıdır ki yapının gerçek maliyeti burada bulunan değerden fazladır. Burada dikkate alınmayan ve maliyeti etkileyen diğer faktörler ise proje maliyetleri, kayıplar, kredi faizleri, süre ve de bu süre içerisindeki inşaat malzemelerinin fiyatlarıdır.

Toplam üst yapı çeliğinin maliyeti ……..…… 1801.38×2094.86=3,773,638.91 $

Toplam betonarme çeliğinin maliyeti……..…… 119.03×557.20= 66,323.52 $

Toplam betonarme betonunun maliyeti…… 1905.34×80.48= 153,341.76 $

Toplam malzeme maliyeti= 3.993.304.19 $

5.4. Dışmerkez Güçlendirilmiş Yapının Toplam Maliyeti

Toplam üst yapı çeliğinin maliyeti ……..…… 1747.26×2094.86=3,660,265.09 $

Toplam betonarme çeliğinin maliyeti……..…… 118.06×557.20= 65,783.04 $

Toplam betonarme betonunun maliyeti…… 1905.34×80.48= 153,341.76 $

Toplam malzeme maliyeti= 3.879.389.89 $

6 SONUÇLAR

Bu çalışmada çelik yüksek katlı bir bina yatay ve düşey yükler altında TS648 ve Deprem Yönetmeliği kuralları dahilinde projelendirilmiştir. Yapıda, süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çaprazlar ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çaprazlar olarak iki farklı taşıyıcı sistem seçilmiş, hesaplar bu doğrultuda yapılarak bu iki sistemin karşılaştırılması yapılmıştır . Yapının yatay yük analizinde modların birleştirilmesi yöntemi kullanılmış, bulunan taban kesme kuvveti değerleri Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan toplam taban kesme kuvveti değerine çekilmiştir.

Aşağıda hesaplarda izlenen sıra korunarak çelik bir yapının tasarımında dikkatle üzerinde durulması gereken bazı kurallara ve tasarımı yapılan bu iki farklı taşıyıcı sistem ile ilgili bazı önemli noktalara ve bu sistemlerin karşılaştırılmasına değinilmiştir.

Yapıdaki döşeme sistemi kompozit olup deprem yüklerinin düşey taşıyıcı elemanlara aktarılmasında herhangi bir problem bulunmamaktadır. Kompozit döşeme sistemi kullanıldığından yatay yükler altında döşeme elemanlarında oluşabilecek kesit etkileri ihmal edilmiş ve döşemeler sistemden ayrı olarak oluşturulan bir model üzerinde sadece düşey yüklerin etkisi gözetilerek hesaplanmıştır. Yapının düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesi, boyutlandırılması ve detaylandırılması sonucu aşağıdaki hususların belirtilmesinde fayda görülmüştür:

a. Yapının taşıyıcı sistemi seçiminde sistemin geometrisi büyük rol oynamaktadır. Yapının mimaride sahip olduğu üçlü simetri taşıyıcı sistemde de kullanılmış, buna rağmen Deprem Yönetmeliğinin sınırlandırmaları çerçevesinde taşıyıcı aksların birbirine paralel olmaması durumu da göz önüne alınmıştır.

b. Özellikle burulma oranının yüksek olduğu, geometri ve rijitlik bakımından simetrik olmayan bu tarz bir yapıda eşdeğer deprem yükü ile yapılacak çözüm sonuçlarının modal analiz yöntemi ile de karşılaştırılması yapılmıştır.

c. Yapıda güçlendirme sistemleri, burulma etkilerini almak amacıyla dış akslara yerleştirilmiş, ayrıca iç akslarda etkin olan düşey yüklerin dış akslara nazaran daha az olmasıyla birlikte bu akslarda deprem yüklerinin karşılanmasının yapı genelinde benzer kesit tesirleri sağlayacağı düşünülmüştür. Dış akslarda oluşturulan güçlendirme sistemlerinin deprem durumunda birbiriyle yardımlaşması için yapıda seçilen kompozit döşeme sistemine ek olarak bütün güçlendirme sistemleri birbirlerine sürekli kirişler ile bağlanmıştır.

d. Yapıda imalat ve montaj kolaylığı sağlayabilmek için çok farklı kesitlerin seçiminden uzak durulmuş, gerekli şantiye ek detayları verilerek malzeme zayiatının en aza indirilmesi düşünülmüştür.

e. Güçlendirme sistemleri düzenlenmesi yapılırken alt kat kolonlarında büyük kesit tesirlerini önlemek, kolonların katlar boyunca sürekliliğini sağlamak ve yapının temele bağlantı noktalarında büyük çekme kuvvetlerinin oluşmasını önlemek amacıyla güçlendirme elemanları alt katlarda üst katlara göre daha çok sayıda aksa yerleştirilmiştir.

f. Yapının paralel olmayan akslarının birleştiği köşelerde bağlantı güçlüğü nedeniyle yapı genelinde kullanılan hadde profilleri yerine boru kesitli profiller tercih edilmiş. Bu boru kesitlere bağlantıların bir kısmı mafsallı olarak teşkil edilmiş, ankastre bağlantıların ise boru kesitlerde oluşturacağı olumsuz durumlar için önlemler alınmıştır.

g. Yapının bütün elemanlarının kesitlerinin kompaktlığının kontrolü yapılmış böylelikle yapının tam bir sünek davranış sergileyerek, enerji yutma kapasitesinin tam anlamıyla kullanılması sağlanmıştır.

h. Yapıda Deprem Yönetmeliğinin belirttiği sınırlar içerisinde merkezi ve dışmerkez güçlendirilmiş çerçeveler için verilen farklı R katsayılarıyla yapılan çözümlemede dışmerkez güçlendirilmiş sistemlerde çaprazların boyutlandırılmasında daha ekonomik sonuçlar ortaya çıktığı görülmüştür.

i. Kolonların boyutlandırılmasında, Deprem Yönetmeliğinde belirtilen deprem yükü arttırma katsayıları nedeniyle, statik olarak daha az kesit tesirlerinin gözlemlendiği dışmerkez güçlendirilmiş sistemler bu sınırlandırmanın getirdiği farklı katsayılar ile hemen hemen merkezi güçlendirilmiş sistemlerin sahip olduğu arttırılmış iç kuvvetlere erişmiştir. Ayrıca yapının yüksek katlı olduğu düşünüldüğünde birçok kolonda düşey yüklerin hakim olduğu söylenebilir. Bu

yapıda aslında güçlendirme sistemlerinin kolonların boyutlandırılmasına çok da fazla etki etmediği belirtilebilir.

j. Çapraz sistemlerinin statik açıdan bir konsol gibi çalıştığı bu gibi yüksek katlı yapılarda üst katlarda yanal ötelemenin sınırlandırmasının daha çok kat kirişleriyle sağlandığı gözlemlenmiştir.

k. Yapıda süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çerçeveler kullanılması durumunda yapının kat kirişlerinin boyutlandırılmasında daha çok kesit tesirlerinin etkin olduğu; süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çerçeveler kullanılması durumunda ise yapının kat kirişlerinin boyutlandırılmasında yatay ötelemelerin sınırlandırılması amacıyla daha çok kesit özelliklerinin sağladığı rijitliğin etkin olduğu gözlemlenmiştir. Bu doğrultuda kesit tesirlerinin emniyet gerilmelerinin altında kalmasına rağmen dışmerkez güçlendirilmiş sistemlerde kat kirişlerinin boyutları merkezi güçlendirilmiş sisteme nazaran küçültülememiştir.

l. Yapıda kullanılan bütün birleşimlerde süneklik prensibi korunmuş, kolonlardan önce kirişlerin plastikleşmesini sağlayacak her tür önlem alınmıştır.

m. Ülkemizde kalifiye kaynakçının az olması nedeniyle mümkün olduğu kadar şantiye kaynağı az kullanılmış, yapının bütün elemanları yüksek mukavemetli bulonlu birleşimler kullanılarak tasarlanmıştır.

n. Süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş olarak tasarlanan yapılarda kat yüksekliği ve akslar arasında büyük fark olması tasarlanan bağlantı elemanlarının mimari problemler doğuracak kadar aşırı büyük levhalar çıkmasına neden olabilmektedir.

o. Yapıda seçilen radye temel sisteminde çok az da olsa dışmerkez güçlendirme sistemlerinin bulunduğu akslarda daha ekonomik donatı seçimlerine gidilebildiği görülebilir.

p. Yapının yukarda belirtilen her iki sistem farklılıkları metrajlara yansımasıyla birlikte yapı merkezi güçlendirme kullanılarak, 3.993.304.19 $, dışmerkez güçlendirme kullanılarak, 3.879.389.89 $ gibi fiyatlarla malzeme olarak imalatının mümkün olduğu belirtilebilir.

q. Merkezi güçlendirme sistemleri, her ne kadar daha kolay bağlantılar ve daha pratik detaylar ile üretilse, ve her iki sistem arasındaki farklar çok fazla olmasa da, dışmerkez güçlendirmenin sağladığı ekonomi %3 mertebesinde karşımıza

çıkmaktadır. Yanal öteleme probleminin bu yapıya göre daha az karşılaşılabilecek örneğin daha az katlı yapılarda kirişlerde meydana gelecek kesit tesirlerinin daha az olmasıyla birlikte seçilebilecek daha uygun kiriş kesitleriyle bu ekonominin daha da artacağı ortadadır.

r. Son olarak, ülkemizin geçirdiği büyük depremler sonucunda önemli bir etken olarak depremde ağır hasar gören yapıların deprem sonrası onarımı düşünüldüğünde; dışmerkez güçlendirilmiş sistemlerde hasarın yapının daha küçük bir kesiminde sınırlandırdığı göz önüne alınırsa, olası bir depremde dışmerkez güçlendirilmiş sistemlerin, merkezi güçlendirilmiş sistemlere göre daha ekonomik çözümler ile tekrar kullanıma açılabileceği bilinmelidir.

KAYNAKLAR

[1] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,** 2006. *İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*

[2] **TS500,** 2000. Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*

[3] **TS498,** 1984. Betonarme elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*

[4] **TS648,** 1980. Çelik yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

[5] **Deren H., Erdoğan U., Piroğlu,** 2005, Çelik Yapılar,Çağlayan Kitabevi, İstanbul

[6] **Odabaşı Y,** 1997, Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul

[7] **Arda, T.S, Özgen, A.,** Seminer Notları, Kompozit Taşıyıcı Elemanlar Matbaası, İstanbul

[8] **Köseoğlu, S.,** 1992. Temeller**,** Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul

[9] **Yorgun, C.,** 2003. Kompozit Döşemeler,Türk Yapısal Çelik Derneği Yayınları, İstanbul

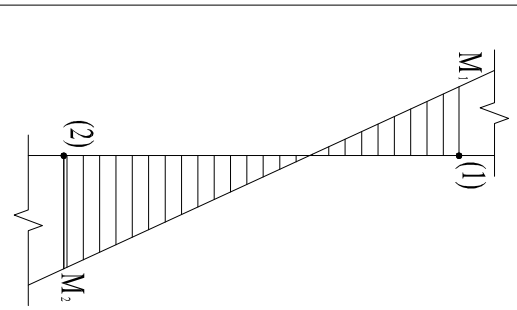
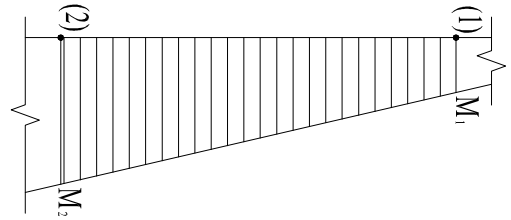
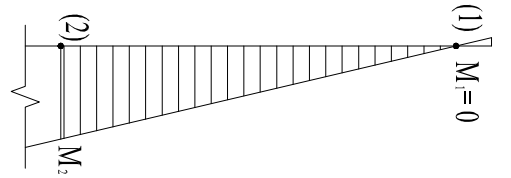
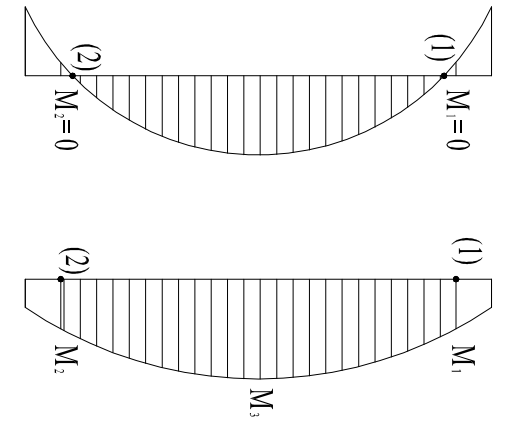
[10] **SAP2000 Analyis Reference Manual,** 1998. Computers and Structures Inc. Berkeley, California

[11] **ETABS User's Manual,** 1999. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California

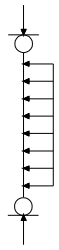
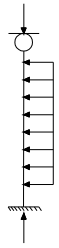
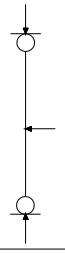
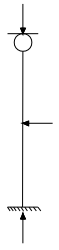
[12] **Arda, T.S., Yardımcı, N.,** 1991. Çelik Karma Elemanların Plastik Hesabı, Beta,İstanbul

[13] **Tamboli A.R.,**1999. Handbook of Structural Steel Connection Design and Details,McGraw-Hill

EK- A C_b KATSAYILARI

Konum	Moment Diyagram Şekli	C_b
1		$1{,}75 + 1{,}05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0{,}3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2$
2		$1{,}75 + 1{,}05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0{,}3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2$
3		1,75
4		1,00

EK-B C_m KATSAYILARI

		ψ
1		
2		-0.3
3		-0.4
4		-0.2
5		-0.4
6		-0.6

ÖZGEÇMİŞ

Çağlar Gözüaçık, 1981 yılında Konya'da doğdu. İlköğrenim, orta ve lise öğrenimini Konya'da tamamladı. 1998 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 2003 yılında lisans eğitimini iyi derece ile tamamladı. 2003 güz yarıyılında İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalı, Yapı Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazandı. Yüksek Lisans ders programını 2005 yılında tamamladı.

Yazar, 2003 yılında başladığı proje mühendisliği görevini halen özel bir firmada sürdürmektedir.