

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BÜYÜK AÇIKLIKLI BİR UÇAK HANGARI
HESABI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Erdem DEMİRKIRAN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2006

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BÜYÜK AÇIKLIKLI BİR UÇAK HANGARI
HESABI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Erdem DEMİRKIRAN

501031014

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2006

**BÜYÜK AÇIKLIKLI BİR UÇAK HANGARI
HESABI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Erdem DEMİRKİRAN
501031014**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 8 Mayıs 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 14 Haziran 2006**

**Tez Danışmanı : Yrd. Doç Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Erdoğan UZGİDER (İ.T.Ü)
Yrd. Doç. Dr. Fevzi DANSIK (M.S.Ü.)**

HAZİRAN 2006

ÖNSÖZ

Bu çalışmada, yapıldığı yılda kendi alanında dünyanın en büyük uçak hangarı olma özelliğini taşıyan Aéroport de Paris,Orly Hangar d'avion yapısı, günümüz tasarım kurallarına göre yeniden boyutlandırılmıştır. Betonarme ve çelik olarak imal edilen mevcut yapıya alternatif bir taşıyıcı sistem oluşturulmuş, bu iki sistem metraj ve maliyet yönünden kıyaslanmıştır.

Yakın geçmişde yaşadığımız Gölcük ve Düzce depremleri, konumu nedeni ile sismik aktivitesi yüksek bir bölgede bulunan ülkemizde betonarme yapıların güvenilirliğini sorgulamamıza sebep olmuşlardır. Çünkü bu depremlerde en çok hasarı bu tür yapılar görmüş, birçok insanımız hayatını kaybetmiştir. Bu felaketler, bugüne kadar kullanımı daha çok endüstri ve hal yapılarında yaygın olan çelik malzemesinin betonarmeye alternatif olmaktan çıkıp bir zorunluluk haline geldiğini göstermektedir.

Çelik malzemesi, özellikle depreme dayanıklı yapı tasarımında diğer yapı malzemelerine göre pek çok avantaja sahiptir. Yüksek mukavemeti, hafifliği, fabrika çıkışlı malzeme oluşundan dolayı standart kaliteye sahip oluşu, yüksek elastiklik modülü, büyük şekil değiştirme potansiyeli, montaj kolaylığı ve demontabl özelliği başlıca üstünlüklerindendir. Bu kadar avantaja sahip bir yapı malzemesi olan çeliğin ülkemizde yaygınlığının artacağı inancıyla bu tez çalışması hazırlanmıştır.

Çalışmalarım süresince yardımlarını gördüğüm meslektaşlarım Oğuz Üner, Turgay Çakmak ve Osman Aydoğan'a; değerli arkadaşlarım Yunus Emre Çağatay ve Orçun Temel'e, İ.T.Ü Ahşap ve Çelik Yapılar Kürsüsünün değerli öğretim üyeleri Prof.Dr. Erdoğan Uzgider ve Doç.Dr. Filiz Piroğlu'na; fikirleri ve yardımları ile beni yönlendiren sayın hocam Yrd.Doç.Dr. Barlas Özden Çağlayan'a; maddi ve manevi desteklerini benden hiçbir zaman esirgemeyen aileme teşekkürü bir borç bilirim.

Mayıs, 2006

Erdem DEMİRKIRAN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖZET	xi
SUMMARY	xiii
1. GİRİŞ	1
2. YÜK ANALİZİ	8
2.1. Sabit Yüklər	8
2.1.1. Çatı Kaplaması	8
2.1.2. Tesisat ve Havalandırma Üniteleri	8
2.2. Kar Yüğü	8
2.3. Rüzgar Yüğü	9
2.3.1 Birinci rüzgar yüklemeđi	9
2.3.2 İkinci rüzgar yüklemeđi	9
2.3.3 Üçüncü rüzgar yüklemeđi	10
2.3.4 Dördüncü rüzgar yüklemeđi	10
2.3.5 Beşinci rüzgar yüklemeđi	10
2.3.6 Altıncı rüzgar yüklemeği	10
2.3.7 Yedinci rüzgar yüklemeđi	11
2.4. Deprem Yüğü	11
3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	16
3.1. Aşıkların Boyutlandırılması	16
3.1.1. Ön eğim aşıklarının boyutlandırılması	18
3.1.2. Ön eğim aşıklarının ana makas üzerine mesnetlendirilmesi	21
3.1.3. Ön eğim aşıklarının ek hesabı	25
3.1.4. Arka eğim aşıklarının boyutlandırılması	27
3.1.5. Arka eğim aşıklarının mesnetlendirilmesi	29
3.1.6. Arka eğim aşıklarının ek hesabı	33
3.2. Kolonların Boyutlandırılması	35
3.3. Ana Makas Elemanlarının Boyutlandırılması	43

3.3.1. Ana makas alt başlığının boyutlandırılması	43
3.3.2. Ana makas üst başlığının boyutlandırılması	48
3.3.3. Ana makas diyagonallerinin boyutlandırılması	52
3.3.4. Ana makas dikmelerinin boyutlandırılması	55
3.4. Ön Eğim Kirişlerinin Boyutlandırılması	57
3.4.1. Ön eğim kafes kiriş alt başlığının boyutlandırılması	58
3.4.2. Ön eğim kafes kiriş üst başlığının boyutlandırılması	62
3.4.3. Ön eğim kafes kiriş diyagonallerinin boyutlandırılması	66
3.4.4. Ön eğim kafes kiriş dikmelerinin boyutlandırılması	68
3.5. Arka Eğim Kirişlerinin Boyutlandırılması	69
3.5.1. Arka eğim kafes kiriş alt başlığının boyutlandırılması	70
3.5.2. Arka eğim kafes kiriş üst başlığının boyutlandırılması	71
3.5.3. Arka eğim kafes kiriş diyagonallerinin boyutlandırılması	73
3.5.4. Arka eğim kafes kiriş dikmelerinin boyutlandırılması	75
3.6. Çatı Çaprazlarının Boyutlandırılması	76
3.7. Kabloların Boyutlandırılması	82
3.8. Yan Cephe Kolonlarının Ve Kuşaklarının Boyutlandırılması	83
3.8.1. Cephe kuşaklarının boyutlandırılması	83
3.8.2. Cephe kolonlarının boyutlandırılması	85
3.9. Kolon Ayağının Teşkili	89
3.10. Temel Hesabı	96
4. DÜĞÜM NOKTALARININ HESABI	99
4.1. 1 Numaralı Düğüm Noktasının Detayı	99
4.2. Ana Makas-Dikme-Diyagonal-Üst Başlık Birleşimi	106
4.3. Kafes Kiriş Birleşimleri	108
4.4. Kablo Bağlantı Hesabı	111
5. MALİYET ANALİZİ	113
5.1. Yapının Çelik Ve Betonarme Metrajı	113
5.2. Birim Fiyatlar Ve Tarifleri	113
5.3. Yapının Toplam Maliyeti	114
SONUÇLAR	115
KAYNAKLAR	117
EKLER	118
ÖZGEÇMİŞ	121

KISALTMALAR

ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
BÇ	: Betonarme Çeliği
DIN	: Deutsches Institut für Norme
SAP2000	: Structural Analysis Program
St	: Steel
TS	: Türk Standartları

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 Etkin yer ivmesi katsayısı	12
Tablo 2.2 Hareketli yük katılım katsayısı	12
Tablo 2.3 Bina önem katsayısı	13
Tablo 2.4 Spektrum karakteristik periyotları	13
Tablo 2.5 Statik ve dinamik kütle katılım oranları	15
Tablo 3.1 IPE 180A karakteristik özellikleri	19
Tablo 3.2 IPE 120 karakteristik özellikleri	28
Tablo 3.3 Kolon kesit özellikleri	35
Tablo 3.4 Ana makas alt başlık elemanının kesit özellikleri	44
Tablo 3.5 Ana makas üst başlık elemanının kesit özellikleri	48
Tablo 3.6 Kafes kiriş alt başlık elemanının kesit özellikleri	58
Tablo 3.7 Kafes kiriş üst başlık elemanının kesit özellikleri	62
Tablo 3.8 HE 140 A elemanının kesit özellikleri	70
Tablo 3.9 HE 200 B elemanının kesit özellikleri	71
Tablo 3.10 Cephe kuşak elemanlarının kesit özellikleri	83
Tablo 3.11 Cephe kolonlarının kesit özellikleri	86
Tablo 3.12 Cephe kolonlarının kesit özellikleri	93

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Ana makas kesiti	3
Şekil 1.2 : Çatı planı.....	4
Şekil 1.3 : Yapı modelinin üç boyutlu görüntüsü	5
Şekil 2.1 : 1. rüzgar yüklemesi	9
Şekil 2.2 : 2. rüzgar yüklemesi	9
Şekil 2.3 : 3. rüzgar yüklemesi	10
Şekil 2.4 : 4. rüzgar yüklemesi	10
Şekil 2.5 : 5. rüzgar yüklemesi	10
Şekil 2.6 : 6. rüzgar yüklemesi	11
Şekil 2.7 : Tasarım ivme spektrumu	15
Şekil 3.1 : Aşığa etkiyen yükler	17
Şekil 3.2 : Ön eğim aşık mesnet detayı	21
Şekil 3.3 : L 100x100x16 kesitine etkiyen kuvvetler	22
Şekil 3.4 : L 100x100x16 kesitini besleme levhasına bağlayan kaynaklar ...	23
Şekil 3.5 : Ön eğim besleme levhası kaynak tahkiki	24
Şekil 3.6 : Ön eğim aşık eki	25
Şekil 3.7 : Arka eğim aşık mesnet detayı	29
Şekil 3.8 : L 100x75x11 kesitine etkiyen kuvvetler	30
Şekil 3.9 : L 100x75x11 kesitini besleme levhasına bağlayan kaynaklar	31
Şekil 3.10 : Arka eğim besleme levhası kaynak tahkiki	32
Şekil 3.11 : Arka eğim aşık eki	33
Şekil 3.12 : Kolon enkesiti	35
Şekil 3.13 : Kolon ek detayı	42
Şekil 3.14 : Ana makas elemanları	43
Şekil 3.15 : Ana makas alt başlık elemanı kesit görünüşü	44
Şekil 3.16 : Ana makas alt başlık levhalı ek detayı	46
Şekil 3.17 : Ana makas üst başlık elemanı kesit görünüşü	48
Şekil 3.18 : Ana makas üst başlık eki	50
Şekil 3.19 : Ana makas diyagonal elemanı kesit görünüşü	52
Şekil 3.20 : Diyagonal bağ levhası teşkili	54
Şekil 3.21 : Ana makas dikme elemanı kesit görünüşü	55
Şekil 3.22 : Ana makas dikme bağ levhası teşkili	57
Şekil 3.23 : Ana makas kiriş görünüşü	58
Şekil 3.24 : Kafes kiriş alt başlık kesit görünüşü	58
Şekil 3.25 : Kafes kiriş alt başlık ek detayı	60
Şekil 3.26 : Kafes kiriş üst başlık kesit görünüşü	62
Şekil 3.27 : Kafes kiriş üst başlık ek detayı	64
Şekil 3.28 : 2 L 100x100x10 enkesit görünüşü	66
Şekil 3.29 : Bağ levhalarının kaynaklanma şekli.....	67
Şekil 3.30 : L 65x65x7 enkesit görünüşü	68
Şekil 3.31 : Arka eğim kiriş elemanları	69

Şekil 3.32 : HE 140A enkesit görünüşü	70
Şekil 3.33 : HE 200B elemanı enkesit görünüşü	71
Şekil 3.34 : L 60x60x6 elemanı enkesit görünüşü	73
Şekil 3.35 : L 50x50x5 elemanı enkesit görünüşü	75
Şekil 3.36 : 2 L 100x100x12 elemanı enkesit görünüşü	76
Şekil 3.37 : 2 L 150x150x12 enkesit görünüşü	78
Şekil 3.38 : 2 L 130x130x10 enkesit görünüşü elemanın	80
Şekil 3.39 : Çelik kabloların yapısı	82
Şekil 3.40 : Cephe kuşakları ek hesabı	85
Şekil 3.41 : Cephe kolonu enkesit görünüşü	86
Şekil 3.42 : Mafsallı kolon ayağı	89
Şekil 3.43 : Tırnak parçalarının yerleşimi	90
Şekil 4.1 : 1 no'lu düğüm detayı	99
Şekil 4.2 : Ana makas diyagonal kaynak kuvvetleri	101
Şekil 4.3 : Ana makas diyagonal dikme birleşimi	106
Şekil 4.4 : Ana makas dikme kaynak kuvvetleri	107
Şekil 4.5 : Ana makas diyagonal kaynak kuvvetleri	107
Şekil 4.6 : Kafes giriş birleşim detayı	108
Şekil 4.7 : L 65x7 profili kaynak kuvvetleri	108
Şekil 4.8 : 2 L 100x10 profili kaynak kuvvetleri	110
Şekil 4.9 : Kablo bağlantı detayı	111

SEMBOL LİSTESİ

$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
A_{smin}	: Minimum donatı kesit alanı
b_x, b_y	: Zımbalama çevresinin “x” ve “y” doğrultusundaki boyutları
d	: Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
d_t	: Basınç donatısı merkezinden ölçülen beton örtüsü
e	: Eğilme düzleminde hesaba katılacak dışmerkezlik
e_{min}	: Minimum dışmerkezlik
e_x, e_y	: “x” ve “y” doğrultularındaki dışmerkezlikler
$E_{beton}, E_{çelik}$	: Beton ve çeliğin elastisite modülleri
f	: Sehim
f_{ctd}	: Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
F	: Kesit alanı
G	: Sabit yük
h	: Eleman yüksekliği, kiriş toplam yüksekliği, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutu
H	: Esas yükler
HZ	: İlave Yükler
i	: Eylemsizlik yarıçapı
l	: Mesnet yerleri arasındaki eleman uzunluğu
I	: Eylemsizlik momenti
I	: Bina önem katsayısı
k_s	: Donatı hesabına esas katsayı
k_v	: Zemin düşey yatak katsayısı
K	: Donatı hesabına esas katsayı
L_b	: Basınca çalışan başlık elemanın yanal olarak tutulmuş uzunluğu
L_c	: Berkitme boyu katsayısı
M_x, M_y	: “x” ve “y” düzlemindeki Moment
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N	: Normal Kuvvet
p	: Hesaplanan beton basınç gerilmesi
P	: Eksenel kuvvet
q	: Eleman üzerindeki yayılı yük
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
s	: Profilin gövde kalınlığı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik Spektral İvme
S_{kx}	: x-x eksenine dik burkulma boyu
S_{ky}	: y-y eksenine dik burkulma boyu
S_x	: x eksenine göre kesit statik momenti
T	: Binanın doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları

T_r, T_s	: Binanın r'inci ve s'inci doğal titreşim periyotları
u_p	: Zımbalama çevresi(yüklenen alandan d/2 uzaklıkta)
V_{pd}	: Tasarım Zımbalama Kuvveti
V_{pr}	: Zımbalama Dayanımı
y	: Kesit ağırlık merkezinin koordinatı
β	: Burkulma boyu katsayısı
γ	: Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı
σ_z	: Zemin emniyet gerilmesi

BÜYÜK AÇIKLIKLI BİR UÇAK HANGARI HESABI

ÖZET

Bu çalışmada, yapıldığı yılda kendi alanında dünyanın en büyük uçak hangarı olma özelliğini taşıyan Aéroport de Paris,Orly Hangar d'avion yapısı, günümüz tasarım kurallarına göre yeniden boyutlandırılmıştır. Kutu kesitlerden oluşan mevcut yapı yerine dolu gövdeli kesitlerden oluşan alternatif bir sistem uygulanmıştır.

Mevcut yapının plandaki ölçüleri 52.5 x 300 metre olup toplam oturma alanı 15750 m² dir. Çatı makası 40 m uzunluğundaki konsolu taşıyan ana makaslardan ve bu makasları birbirine bağlayan 25 m açıklığındaki (en büyüğü 37.5 m) kafes kirişlerden oluşmaktadır. Yapıda 150 m ara ile derz bulunmaktadır. Sistem deprem yükleri gözönüne alınmadan 64 kg/m² ağırlığa çözülmüştür.

Boyutlandırılan yeni yapının taşıyıcı sistemi genel olarak mevcut sisteme sadık kalınarak düzenlenmiştir. Yeni sistemdeki ana makaslar herbiri 25 metre açıklığında olacak şekilde teşlik edilmişlerdir. Çatının ön ve arka eğimindeki çaprazların geometrisi yeniden düzenlenmiştir. Konsolun ucundaki sehim azaltmak için kablolar kullanılmıştır. Kullanılan kablolar çelik özlü seçilmiş ve üretici firmanın verdiği kopma değerinin 1/8 i alınarak tasarım yükü bulunmuştur. Kolonların burkulma boyunu bulmak için buckling analyze yapılmış ve hesap sonucunda haç şeklinde teşkil edilmelerine karar verilmiştir. Kolonlar temele moment aktarmayacak şekilde bağlanmıştır.

Mevcut yapı deprem yüklerine göre boyutlandırılmadığından bu çalışmada yapı deprem yüklerine göre yeniden boyutlandırılacaktır. Deprem hesabı Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 uyarınca yapılmıştır. Yapı, boyuna doğrultudaki deprem yüklerini mafsallı kolonlardan oluşan çerçevelerle karşılamaktadır. Enine doğrultuda ise süneklik seviyesi normal çaprazlarla deprem yükleri aktarılmaktadır. Bu yüzden yapının boyuna doğrultudaki taşıyıcı sistem davranış katsayısı R=4, boyuna doğrultudaki taşıyıcı sistem davranış katsayısı R=3 olarak alınmıştır.

Çatının yatay etkiler altında rijit bir cisim gibi hareket etmesi için çatı düzleminde deprem bağlantıları oluşturulmuştur. Ayrıca çatı düzlemindeki kafes kirişlerin burkulma boylarını azaltmak ve sistemin 3 boyutlu analizinde lokal modların oluşmasını engellemek için düşey çaprazlar teşkil edilmiştir. Yapıda bulunan yatay stabilite elemanları, düşey stabilite bağlantıları, kolonlar, kirişler boyutlandırılırken TS648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları), bağlantı detayları oluşturulurken TS3357 (Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları) ve İMO İstanbul Şubesi Çelik Yapılar Komisyonunca hazırlanan İMO-01/2006 ve İMO-02 (Basıma hazırlanıyor) dikkate alınmıştır. Yapının temellerinin hesaplanmasında

TS500'de (Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları) bulunan kurallara uyulmuştur.

Yapının, 1. derece deprem bölgesinde ve Z4 sınıfı zemin üzerinde yer aldığı kabul edilmiştir. Yapıda malzeme olarak C30 kalitesinde betonarme betonu ve S420 kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır. Zemin emniyet gerilmesi 25 t/m^2 , zemin düşey yatak katsayısı 5000 t/m^3 olarak alınmıştır. Yapıda kullanılan çelik profiller ve levhalar St 37 kalitesindedir. Kolonlarda ise HISTAR kullanılmıştır.

Yapının taşıyıcı sisteminin üst yapısının çözümü üç boyutlu olarak SAP2000 v9.3 (Structural Analysis Program) ile yapılmıştır. Mevcut yapıda 150 m ara ile derz oluşturulmuştur. Bu nedenle ilk baştaki modül çözülmüştür. Bu şekilde bir yaklaşım, hem hesaplama süresini azaltmış, hem de kullanım aşamasında hiperstatiklik derecesi fazla olan uzun binalarda etkili olan ısı değişim etkisinin azaltılması sağlanmıştır. Modeldeki kolon ve kirişler çubuk eleman, 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 uygun kombinasyonları AISC-ASD'nin (American Institute of Steel Construction-Allowable Stees Design) öngördüğü kurallarına göre oluşturulmuştur. Yüklerin belirlenmesinde düşey yükler için TS498 (Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri) kullanılmış, deprem yükü "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2" kurallarına göre belirlenmiştir. Yapıda kullanılan profiller ARBED kataloglarından alınmıştır.

Yapı ile ilgili imalat çizimler Tekla Structure v8.0 ve Autocad 2006 programıyla yapılmıştır. Bu çizimler aşağıdaki sıra ile verilmiştir.

- Dispozisyon planı
- Birleşim detayları.
- Temel planı ve detayı

Son bölümde yapının metraj analizi yapılmıştır. Bu analizde betonarme ve çelik kısım ayrı ayrı hesaplanmış, toplam yapı metrajı belirlenmiştir.

LONG CONSOLE AIRCRAFT HANGAR DESIGN

SUMMARY

In this study, Aéroport de Paris, Orly Hangar d'avion which is the largest aircraft hangar at its construction time is analyzed using today's structural design codes and technologies. System of the structure is composed of frames and braces which are normally ductile, and has a 40m console.

Total construction area of the structure is $52.5 \times 300 \text{ m}^2$. The structure is designed as, main trusses carrying 40m console and 25m secondary trusses carrying the main trusses. Columns are fixed to the foundation by using hinges.

The horizontal earthquake forces are counterbalanced by the frames composed of columns. The vertical earthquake forces are counterbalanced by the transversal bracings. In order to minimize the vertical displacements, cables are used. In the design of the roof, in order to create rigid body roof, earthquake connections are used.

While in the process of calculating the dimensions of the horizontal stabilizers, vertical stabilizers, columns, beams TS648 (Turkish Code of Steel Design) is used, connection details are calculated from TS3357 (Turkish Code for Welded Connections) and IMO 01-02/2006 (Chamber of Civil Engineers/Turkey). The foundations are calculated by using TS500 (Turkish Concrete Design Code).

In the design of the structure, it is assumed that the structure is built in 1st E.Q Zone and Z4 Soil (TDY98 Turkish Earthquake Resistant Design Code). Material properties of the structure are C30 concrete and S420 reinforced concrete steel. Allowable soil stress is 25 t/m^2 , soil coefficient is 5000 t/m^3 . Columns are designed by using HISTAR steel profiles.

The model of the structure is created using SAP 2000 v9.3 (Structural Analysis Program). The model of the structure only represents the 150m of the total structure length which is in order to decrease the thermal forces acting on a long steel structure. In the construction process seams will be at 150m. In the design of the structure columns and beams are modeled as straight frames only the foundation is designed as a shell.

Load combinations which are used to design the structure is taken from the AISC-ASD (American Institute of Steel Construction-Allowable Stress Design) while the loads are taken from the TS498 (Turkish Code For Dead&Live Loads). The E.Q loads are calculated due to Turkish E.Q Resistant Design Sketch 2)

Blueprints of the structure are created by using Tekla Structure v8.0 and AutoCad 2006. List of the blueprints are given below;

- Disposition plan
- Connection Details
- Foundation Plan and Details

Last section of the thesis; show the cost analysis of the structure according to the design results.

1. GİRİŞ

Sunulan bu tez çalışmasında açıklık ve geometri bakımından alışlagelmiş yapıların dışında olan bir uçak hangarının TS648, İMO-01, İMO-02, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 göz önüne alınarak boyutlandırılması amaçlanmıştır. Bu amaçla deprem yüklemesi yapılmadan boyutlandırılan ve yapıldığı dönemde dünyanın en büyük uçak hangarı olan Aéroport de Paris,Orly Hangar d'avion yapısının mimari planları örnek alınmıştır. Yapının plandaki boyutları sabit kabul edilmiş, ilk ve son açıklıkta bulunan ana makas açıklıkları, aşık aralıkları ve çatı düzlemi stabilite bağlantıları değiştirilmiştir. Bu çalışmada günümüz tasarım kurallarının önemle üzerinde durulması gereken bazı noktalarına değinilmiş, yeniden boyutlandırılan yapının gerekli imalat ve datay çizimleri ekte verilmiş ve yapı maliyet yönünden analiz edilmiştir.

Yapı 40 m konsolu olan, 52.5 m x 300 m alana oturan bir uçak hangarı yapısıdır. Taşıyıcı sistem, alt kısımda zemine mafsallı oturan kolonlardan, üst kısımda ise konsol boyunca kafes kiriş olarak teşkil edilmiş ana makaslardan ve bu makasları birbirine bağlayan herbiri 25 metre açıklığındaki kafes kirişlerden oluşmaktadır. Çatı düzleminde yapının enine doğrultusunda etkiyen deprem yüklerinin karşılanması ve çatının stabilitesinin sağlanması için üç farklı tipde çapraz teşkil edilmiştir. Çatı ağırlığını azaltmak için yapıda çatı kaplaması olarak Tekiz firmasının ısı yalıtımlı ÇK 105 oluklu galveniz sac ürünü seçilmiştir. Aşık aralıkları yatay düzlemde 2.5 m olarak değiştirilmiştir. İki ile 3 açıklıkta sürekli kiriş olarak teşkil edilen aşıklar arka eğimde 1/2 de gergili olarak boyutlandırılmıştır.

Yapının arka eğimi betonarme duvar üzerine oturmakta ve arka eğim kafes kirişli taşıyıcılardan oluşmaktadır. Ön ve arka eğimde kafes kiriş üst başlık burkulma boylarını düşürmek için aşıklar, stabilite bağlantılarının düğüm noktalarına rastlatılmışlardır. Kafes kiriş alt başlıklarının burkulma boylarını azaltmak içinde ön ve arka eğimde kafes kiriş aralarına düşey çaprazlar teşkil edilmişlerdir. Ayrıca teşkil edilen bu düşey çaprazlar sistemin 3D bilgisayar modeli dinamik analizinde lokal mod oluşumunu engellemiştir.

Yapının taşıyıcı sistemi SAP2000 V.9.3 programı ile yapılmıştır. Sistem üç boyutlu olarak modellenmiştir. Hazırlanan bilgisayar modelinde kolonlar, ana makas elemanları, ön ve arka eğimdeki kafes kiriş başlıkları, diyagonal ve dikmeleri, çatı çaprazları, stabilite bağlantıları çubuk elemanlarla, radye temel ise kabuk elemanlarla tariflenmiştir.

Taşıyıcı eleman öz ağırlıkları analiz programı tarafından otomatik olarak alınmaktadır. Yapıya etkiyen kar ve rüzgar yükleri TS 498'den alınmış ve sistemden bağımsız olarak kurulan aşık modeline etkitilmiştir. İki ve üç açıklıkta sürekli olarak modellenen aşıklardan en olumsuz durumu iki açıklıklı aşık modeli vermektedir. Bu modelden bulunan mesnet reaksiyonlarının tersi ana sistemde ilgili düğüm noktalarına etkitilerek analiz yapılmıştır. Rüzgarın önemli bir rol oynadığı yapıda, özellikle kapının açık olması durumunda sistemdeki elemanlarda büyük iç kuvvetler meydana gelmektedir. Bu nedenle, yapı üzerine çeşitli rüzgar durumlarında gelebilecek en elverişsiz kuvvetlerin elde edilebilmesi için gerekli süperpozisyonlar özenle yapılmıştır.

Deprem yüklerinin belirlenmesinde Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2' nin ilgili kurallarına uyulmuştur. Yapı süneklik düzeyi normal sistem olarak çözülmüştür. Sistemin X yönüne etkiyen deprem yükleri çerçevelerle, Y yönüne etkiyen deprem yükleri ise çatı düzleminde bulunan çaprazlarla taşınmaktadır. Yapının deprem hesabı mod birleştirme yöntemine göre yapılmıştır. Bu yöntemde maksimum iç kuvvetler ve yer değiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilir. Yapının modal analizi ile elde edilen taban kesme kuvveti değerleri, eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan toplam taban kesme kuvveti değeri ile karşılaştırılmış ve şartname gereği uygun katsayılar ile çarpılarak yükseltilmiştir.

Yapıya düzgün sıcaklık değişimi olarak $\pm 30^{\circ}\text{C}$ verilmiştir. Çelik yapısal özelliğinden ötürü iyi bir ısı iletkenidir. Bu özelliğinden ötürü çelik yapılarda ısı değişiminden kaynaklanan istenmeyen gerilmeler oluşabilmektedir. Bu nedenle yapıda 150 m'de derz bırakılmıştır.

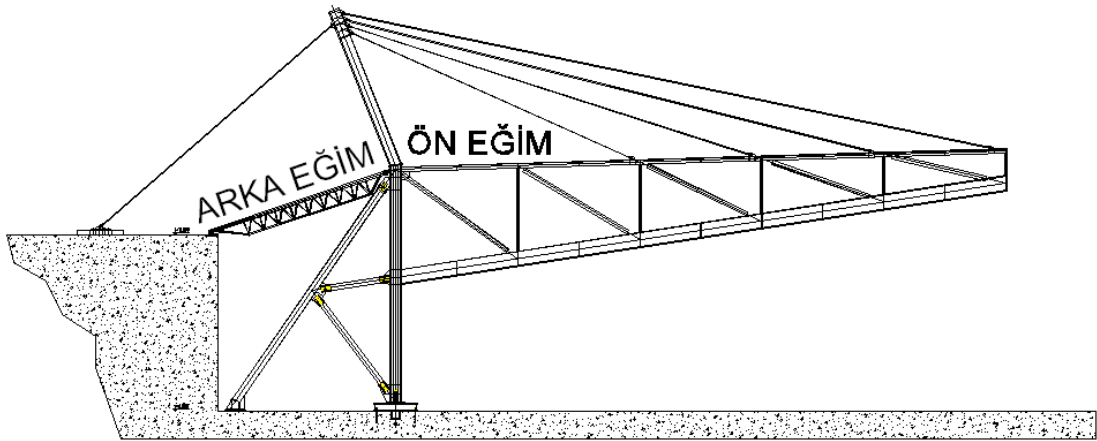
Tezin üçüncü bölümünde yapı elemanlarının boyutlandırılması yapılmıştır. Boyutlandırma TS648 ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik

Taslak-2'ye göre yapılmıştır. Kesitlerin kompaktlık özellikleri ile birleşim ve ek hesapları Taslak-2, müsaade edilebilir sınır gerilmeler ile yanal ve yerel burkulma kontrolleri de şu an da baskıda olan IMO-02 yeni dizayn yöntemine göre yapılmıştır. Kesit hesapları Emniyet Gerilmeleri Yöntemi'ne göre yapıldığından, birleşim ve ekler dışında, emniyet gerilmeleri için izin verilen %15 arttırım, deprem durumunda en fazla % 33'e kadar çıkartılmıştır.

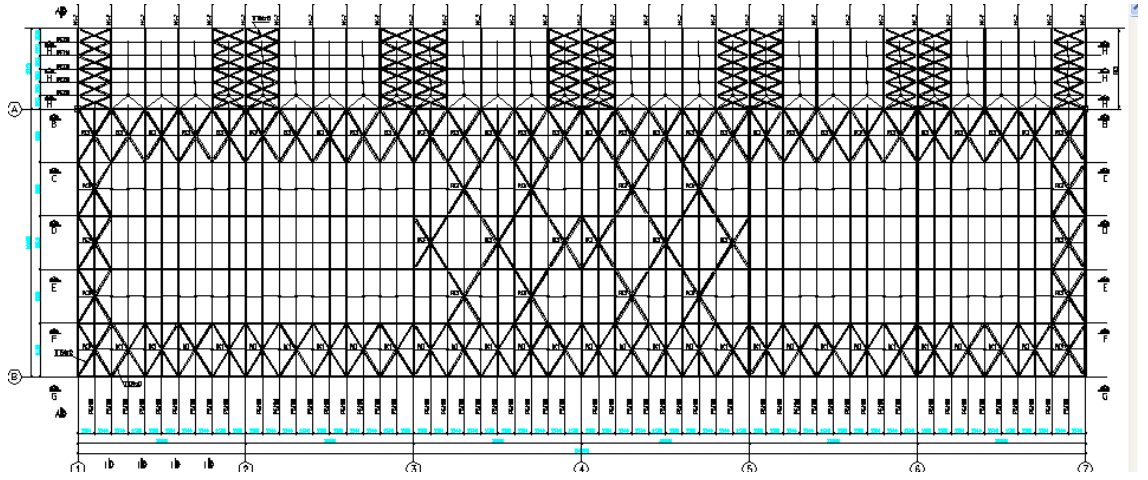
Birleşim aracı olarak kaynak ve bulon kullanılmıştır. Kaynaklı birleşimlerde çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılmış ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemenin akma dayanımından daha az olmayacak şekilde seçilmiştir. Deprem yükleri etkisinde elemanların birleşim ve eklerinde kullanılan bulonlar şartname gereği ISO 8.8, 10.9 kalitesinde seçilmiştir.

Mevcut yapının taşıyıcı sistemi kutu profillerden oluşmuştur. Bu taşıyıcı sisteme alternatif bir taşıyıcı sistem aranması nedeniyle kutu kesitler kullanılmamıştır. Bunun sonucu olarakda konsol ucundaki sehimi istenilen sınırlar içerisinde tutmak güçleşmiştir. Konsol ucunda bulunan kapıdan ötürü işletme yüklerine göre hesap yapılmış, bu sehimin sorun yaratmayacağı türde bir kapı seçilmiştir. Konsol ucundaki sehimin şartnamenin uygun gördüğü sınırlar içinde kalması için halat elemanlar kullanılmıştır. Seçilen halat çelik özlü ve lineer özellikte olduğu için nonlineer bir hesap yapılmamıştır.

Yapının temeli radye temel olarak boyutlandırılmıştır. Temelin matematik modeli SAP2000 V.9.3 ile yapılmıştır. Temel yüksekliği hem zımbalama dayanımını sağlamak hemde gerekli donatıyı azaltmak için 70 cm seçilmiştir. Betonarme radye temel tasarlanırken TS500'ün öngördüğü kurallar çerçevesinde yapılmıştır.



Şekil 1.1: Ana Makas Kesiti



Şekil 1.2: Çatı Planı

Çelik elemanların boyutlandırılmasında kullanılan yükleme kombinasyonları AISC-ASD'ye göre belirlenmiştir. Bu kombinasyonlar aşağıda görülmektedir.

1. D
2. $D+L+(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $0.75 \times [D+L+(L_r \text{ ya da } S \text{ ya da } R)+T]$
4. $D+A$
5. $0.75 \times [D+(W \text{ ya da } E)+T]$
6. $D+A+(S \text{ ya da } 0.5W \text{ ya da } E)$
7. $0.75 \times [D+L+(L_r \text{ ya da } S \text{ ya da } R)+(W \text{ ya da } E)]$
8. $0.75 \times (D+L+W+0.5S)$
9. $0.75 \times (D+L+0.5W \text{ ya da } S)$
10. $0.66 [D+L+(L_r \text{ ya da } S \text{ ya da } R)+(W \text{ ya da } E)+T]$

G, D: Ölü yük

L : Döşeme hareketli yükü

L_r : Çatı hareketli yükü

A: Kren yükü

S : Kar yükü

R : Yağmur yükü

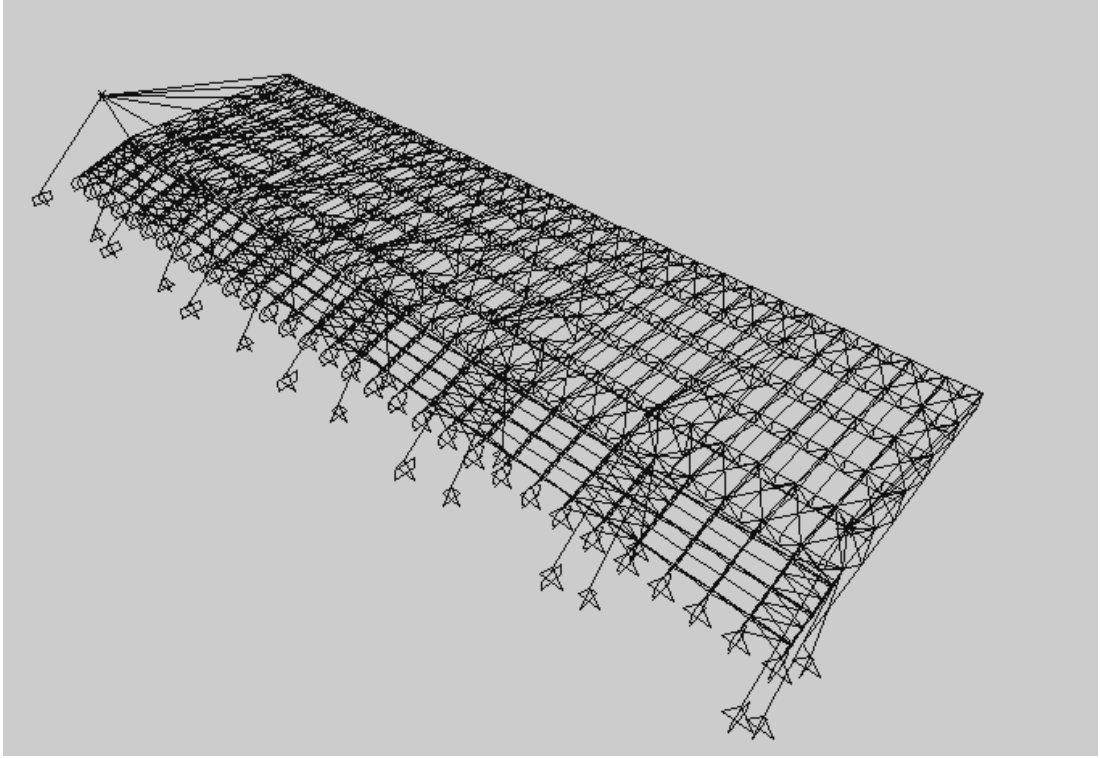
W : Rüzgar yükü

E : Deprem Yükleme

T : Sıcaklık Değişimi

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

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



Şekil 1.3: Yapı Modelinin Üç Boyutlu Görüntüsü

Yapı hakkındaki diğer bilgiler aşağıda özetlenmiştir.

- Konsol ve kat yükseklikleri
Konsol alt kotu 15.9 m
Konsol üst kotu 17.1 m
Yapının en üst kotu 26 m
Arka eğim alt kotu 11.9 m
- Kafes kiriş yükseklikleri
Ön eğim kafes kiriş yüksekliği 2.1 m

Arka eğim kafes kiriş yüksekliği 1 m

- Aşık aralıkları

Ön eğim aşık mesafesi 2.5 m

Arka eğim aşık mesafesi 2.1 m

- Yapının oturma alanı 15750 m²'dir.
- Tek bir modülün oturma alanı 7875 m²'dir.
- Yapıda kullanılan malzemeler

Üst Yapı Çeliği : St 37, HISTAR

Beton Kalitesi : C30

Donatı Çeliği : S420

- Yapı I. Derece Deprem Bölgesinde olup $A_0=0.40$ olarak alınmıştır.
- Yapı Z_4 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Bu zemin sınıfına ait zemin karakteristik periyotları $T_A=0.20$ ve $T_B=0.90$ s olarak alınmıştır.
- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için,
Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_z=2.5$ kg/cm²
Düşey yatak katsayısı $k_v=5$ kg/cm³ alınmıştır.
- Yapı hangar olarak kullanılacak olup,
Hareketli yük katılım katsayısı $n=0.60$
Bina önem katsayısı $I=1.5$ olarak alınmıştır.
- Temel sistemi 70 cm yüksekliğinde radye temeldir.
- Birleşimlerde kullanılan bağlantı bulonları H10.9 ve H5.6 kalitesindedir.

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

$$f_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{C30 için})$$

$$f_{cd}=200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctd}=12.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk}=4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{S420 için})$$

$$f_{yd}=3650 \text{ kg/cm}^2$$

Bu tez çalışmasında kullanılan yapı çelikleri St 37 ve HISTAR ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_a=2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{St 37 için})$$

$$\sigma_y=3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a=4600 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{HISTAR için})$$

$$\sigma_y=5500 \text{ kg/cm}^2$$

Son bölümde yapının betonarme ve çelik metraji yapılmış ve buna bağlı olarak maliyet analizi çıkartılmıştır. Yapının maliyet analizinde Bayındırlık Bakanlığının belirlemiş olduğu birim fiyatlar kullanılmıştır.

2. YÜK ANALİZİ

Taşıyıcı sistem profillerinin zati ğırlıkları program tarafından otomatik olarak hesaba katılmış, geri kalan yükler ise giriş bilgisi olarak ilgili düğüm noktalarına yada çubuk elemanlara uygun şekilde etkililmiştir.

2.1 Sabit Yüklör

Sabit yüklör TS498'e göre belirlenmiştir. Yönetmeliğe göre zati yük, kiriş, kolon, döşeme, tüm çaprazlar, çatı gibi taşıyıcı elemanların ve bunların sıva, kaplama, vs. gibi tamamlayıcı kısımlarının ağırlıklarıdır. Malzeme özellikleri tanımlanan taşıyıcı elemanların ağırlıkları program tarafından otomatik olarak alınmıştır. Çatı kaplaması ile tesisat ve havalandırma üniteleri ağırlıkları ilgili düğüm noktalarına etkililmiştirlerdir.

2.1.1. Çatı Kaplaması

Çatı kaplaması olarak Tekiz ÇK 105 oluklu galveniz saç seçilmiştir. Olukulu saç 0.6 mm kalınlığında olup m²'de 243 kg yük taşıma kapasitesine sahiptir.

$$q_{\text{çatı}}=7.05 \text{ kg/m}^2$$

2.1.2 Tesisat ve Havalandırma Üniteleri

Tesisat ve havalandırma ünite yüklör m²'ye 20 kg olarak alınmış ve ilgili düğüm noktalarına etkililmiştirlerdir.

2.2. Kar Yüğü

Kar yüğü şantiyenin denizden yüksekliğine, coğrafi ve meteorolojik şartlara göre değişkenlik gösterir. Kar yüğü hareketli yük sınıfına girer. TS 498 Madde 7 uyarınca 30⁰'ye kadar eğimli çatılarda kar yüğü hesap değeri (P_k), kar yüğü(P_{k0}) değerine eşit kabul edilir ve çatını plandaki alanına düzgün yayılı yük olarak etkililir.

Yapı konum itibari ile II. bölgede ve denizden 500 m yukarıda kabul edilmiştir.

$$q_{kar}=75\text{kg/m}^2$$

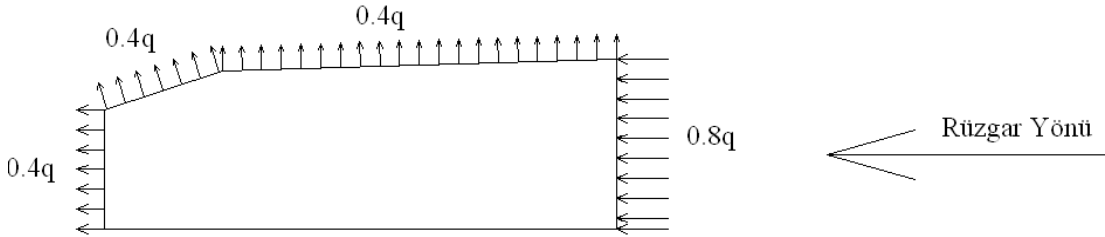
2.3 Rüzgar Yüğü

Boyutlandırılan uçak hangarının, uçak giriş kısmında bulunan kapı açılabilir olduğundan, hangar açık yapılar sınıfına girmektedir. Yapı üzerine çeşitli rüzgar durumlarında, gelebilecek en elverişsiz kuvvetlerin elde edilebilmesi için gerekli süperpozisyonlar özenle yapılmıştır. Bunu sonucunda yedi farklı rüzgar yükü sisteme etkitilmiştir. Yapıdaki maksimum yükseklik 17.1 metre olduğu için TS 498 Çizelge 5 uyarınca;

$$q_w=80\text{kg/m}^2 \text{ alınmıştır.}$$

2.3.1 Birinci Rüzgar Yükleme

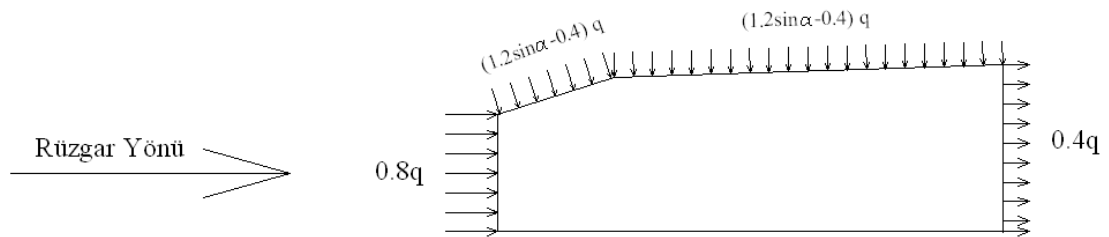
Birinci yükleme kapının kapalı ve rüzgarın ön cepheden olduğu durumdur.



Şekil 2.1: Birinci Rüzgar Yükleme

2.3.2 İkinci Rüzgar Yükleme

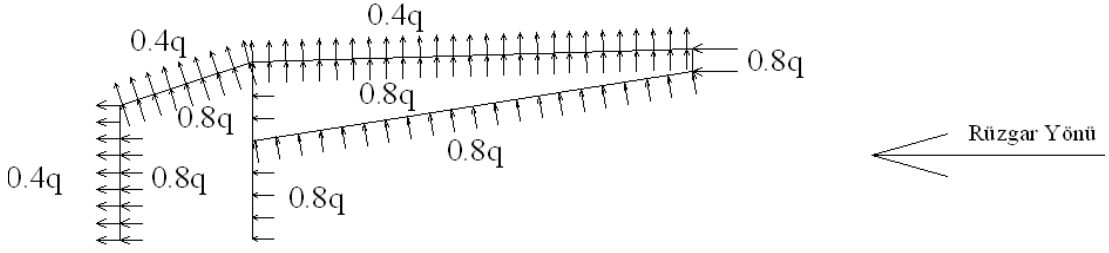
İkinci yükleme kapının kapalı ve rüzgarın arka cepheden olduğu durumdur.



Şekil 2.2: İkinci Rüzgar Yükleme

2.3.3 Üçüncü Rüzgar Yüklemesi

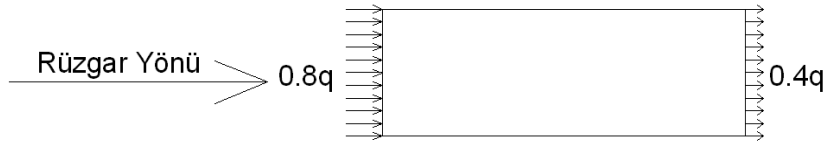
Üçüncü yükleme kapının açık ve rüzgarın ön cepheden esmesi durumudur.



Şekil 2.3: Üçüncü Rüzgar Yüklemesi

2.3.4 Dördüncü Rüzgar Yüklemesi

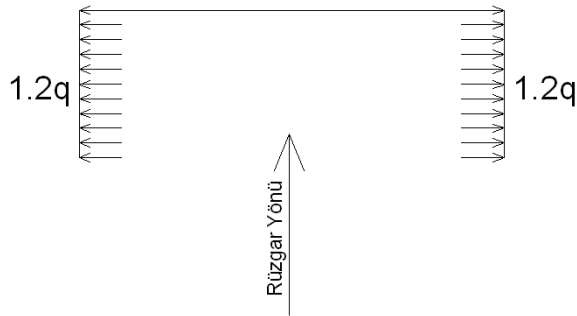
Beşinci yükleme kapanın kapalı ve rüzgarın yandan etkimesi durumudur.



Şekil 2.4: Dördüncü Rüzgar Yüklemesi

2.3.5 Beşinci Rüzgar Yüklemesi

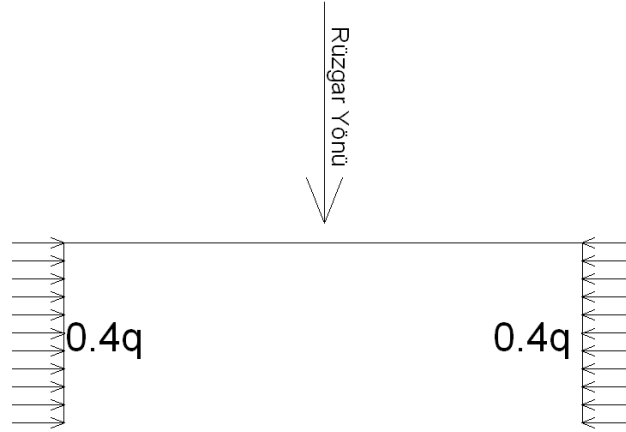
Altıncı yükleme kapının açık ve rüzgarın ön cepheden esmesi durumunda hangarın yan cephelerine gelen kuvvetlerin yüklemesidir.



Şekil 2.5: Beşinci Rüzgar Yüklemesi

2.3.6 Altıncı Rüzgar Yüklemesi

Yedinci yükleme kapının açık ve rüzgarın arkadan esmesi durumunda hangarın yan cephelerine gelen kuvvetlerin yüklemesidir.



Şekil 2.6: Altıncı Rüzgar Yüklemesi

2.4 Deprem Yüğü

Yapının deprem hesabı Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2'ye göre yapılmıştır. Sistemin deprem hesabında kullanılacak olan tüm yapı ve zemin parametreleri şartnamenin uygun gördüğü değerlerden alınmıştır. Yapının üç boyutlu matematik modeli oluşturulmuş, deprem hesabında hem eşdeğer deprem yükü yöntemi hemde mod birleştirme yöntemi uygulanmıştır. Yönetmelik, her iki doğrultuda kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasındaki dışmerkezliğe yatay yük doğrultusuna dik doğrultudaki yapı boyunun $\pm\%5$ i eklenerek bulunacak burulma göre irdelenmesini öngörmektedir. Elastik İvme Spektrumu'nun ordinatı olan Elastik Spektral İvme, $S(T)$, Spektral İvme Katsayısı ile yerçekimi ivmesi g 'nin çarpımına karşı gelmektedir.

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

$$S(T) = A(T) \times g \quad (2.2)$$

Etkin yer ivmesi katsayısı adını alan A_0 için değerler Tablo 2.1'de tanımlanmıştır.

Tablo 2.1: Etkin Yer İvmesi Katsayısı (A_0)

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Denklem (2.1) de yer alan Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T' ye bağlı olarak Denklem (2.3) ile hesaplanacaktır.

$$S(T) = 1 + 1.5 T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.3a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2.3b)$$

$$S(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (2.3c)$$

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

Yapı birinci derece deprem bölgesinde olup $A_0=0.4$ olarak alınmıştır. Bina önem katsayısı olan (I) Tablo 2.3'e göre 1.5 seçilmiştir. Yapının deprem hesabında kullanılacak olan hareketli yük katılım sayısı Tablo 2.2'den 0.6 olarak alınmıştır.

Tablo 2.3: Bina Önem Katsayısı (I)

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

Denklem 2.3a, Denklem 2.3b, Denklem 2.3c'deki Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , yerel zemin sınıflarına bağlı olarak Tablo 2.4'te verilmiştir.

Tablo 2.4 Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A, T_B)

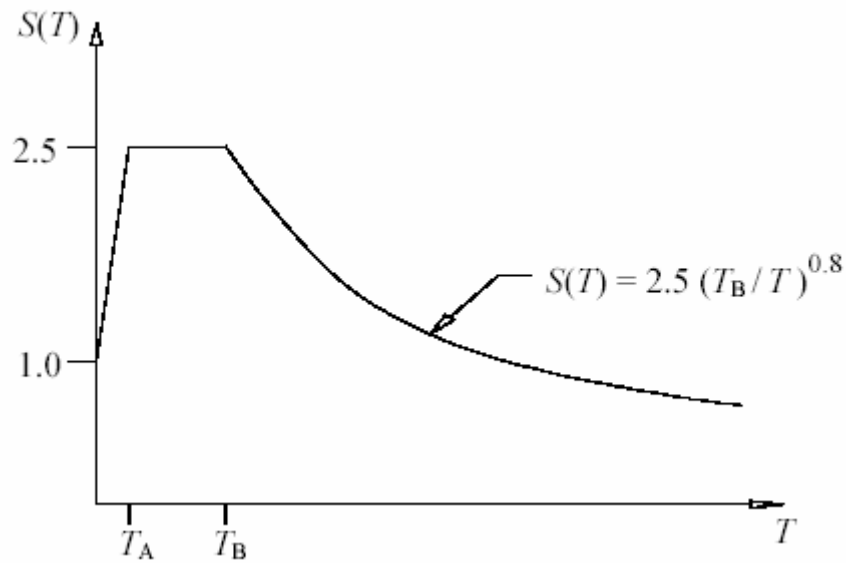
Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Yapı Z4 sınıfı zeminde bulunmaktadır. Bu zemin sınıfına karşılık gelen spektrum karakteristik periyotları $T_A=0.20$ ve $T_B=0.90$ olarak alınmıştır. Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere Denklem 2.1'de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri Deprem Yüğü Azaltma Katsayısına bölünerek azaltılacaktır.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.4a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (2.4b)$$

Yapının boyuna doğrultusundaki deprem yükleri süneklik düzeyi normal çerçeveler tarafından karşılandığı için bu yöndeki taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=4$ olarak alınmıştır. Yapının enine doğrultudaki deprem yükleri ise süneklik düzeyi normal çaprazlar tarafından taşındığı için bu yöndeki taşıyıcı sistem davranış katsayısı ise $R=3$ olarak alınmıştır.



Şekil 2.7: Tasarım İvme Spektrumu

Buraya kadar verilen yük ve zemin parametreleri göz önüne alınarak yapının üç boyutlu deprem hesabı SAP2000 v.9.3 ile yapılmıştır. Yatay deprem yüklerine göre hesap, programa girilen Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Taslak-2' ye göre tariflenen tepki spektrumu ile modal analiz yöntemi kullanılarak yapılmıştır.

Yapının modal analiz sonuçları gözlemlendiğinde Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 Madde 6.8.4 ile verilen mod katkılarının birleştirilmesi bahsindeki kurallara uygun olarak mod katkıları tam karesel birleştirme yöntemi ile birleştirilmiştir.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak 2 madde 6.8.4 uyarınca binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve görel 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.
- Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.

Modal analiz için yeterli mod sayısını belirlenmesinde Deprem Yönetmeliği Madde 6.8.3 ile verilen kural uyularak toplam 100 mod gözüne alınmıştır. Modal analiz sonucu statik ve dinamik kütle katılım oranları aşağıda verilmiştir.

Tablo 2.5: Statik ve Dinamik kütle katılım oranları

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS				
		STATIC	DYNAMIC	EFFECTIVE
TYPE	NAME	(PERCENT)	(PERCENT)	PERIOD
ACC	UX	99,5569	96,1016	0,144848
ACC	UY	99,9511	92,6983	0,281521
ACC	UZ	99,8809	94,0861	0,244010
ACC	RX	99,8678	93,7146	0,242292
ACC	RY	99,9726	98,9875	0,249187
ACC	RZ	99,6754	95,7093	0,215411

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2'ye göre gözönüne alınan deprem doğrultusunda, Mod Birleştirme Yöntemine göre birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB} 'nin, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemin'de hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t 'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olduğundan ($V_{tB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, denklem (2.5)'e göre büyütülmüştür.

$$B_D = (\beta V_t / V_{tB}) B_B \quad (2.5)$$

3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Yapı elemanları elemanları boyutlandırılırken elemanlara etkiyen en elverişsiz kombinasyonlar göz önüne alınmış ve tasarım TS648'in öngördüğü kurallara göre yapılmıştır.

3.1 Aşıkların Boyutlandırılması

Aşıklar çatı yükünü doğrudan doğruya veya merteklerden alarak çatı makasına aktaran elemanlardır. Aşıkların bir diğer görevi de, makasların üst başlıklarını çatı bağlantılarının düğüm noktalarına bağlamak suretiyle, yanal burkulmaya karşı emniyet altına almaktır. Aşık kirişlerinin hesabında en yaygın kullanılan statik sistemler şunlardır.

- Basit kiriş
- Sürekli kiriş

Basit kiriş: Aşıkların basit kiriş olarak teşkil edlimesi halinde, her makas üzerinde ek yapılması gerekmektedir. Montajın kolay olmasına karşın, aşıklar $M = \frac{q \times l^2}{8}$ momentine göre boyutlandırılacağından ekonomiklikten uzaklaşmaktadır.

q: Eleman üzerindeki yayılı yük

l: Aşık kiriş açıklığı

Sürekli kiriş: Sürekli kiriş olarak teşkilde, basit kiriş haline göre daha küçük profil yeterli olmaktadır. Ancak, profil eklerinin moment aktaran ek olarak yapılması gerektiğinden, profil üst başlığının ek levhası merteksiz çatı örtülerinde çatı örtüsünün aşık üzerine muntazam bir şekilde oturmasına engel olur. Bu sakıncaya karşı aşıklar sadece iki açıklıkta sürekli olarak teşkil edilebilir. Bu takdirde aşık

momenti $M = \frac{q \times l^2}{11}$ olarak hesaplanır ve aşık profilinin eki, her ikinci makas üzerinde

olmak üzere yapılır. Aşığın sürekli geçtiği makas üzerinde mesnet reaksiyon kuvveti

%25 daha fazla olacağından, makas yüklerini dengelemek için aşık ekleri şaşırtmalı olarak düzenlenir. [4]

Sürekli kiriş şeklindeki aşık sistemlerinde göz önüne tutulacak moment değerleri denklem (3.1) ve (3.2)'e göre hesaplanacaktır.

$$\text{Kenar açıklıklarda} \quad M_k = \frac{q \times l^2}{11} \quad (3.1)$$

$$\text{İç açıklıklarda} \quad M_i = \frac{q \times l^2}{16} \quad (3.2)$$

Sehim miktarı ise denklem (3.3) e göre hesaplanacaktır.

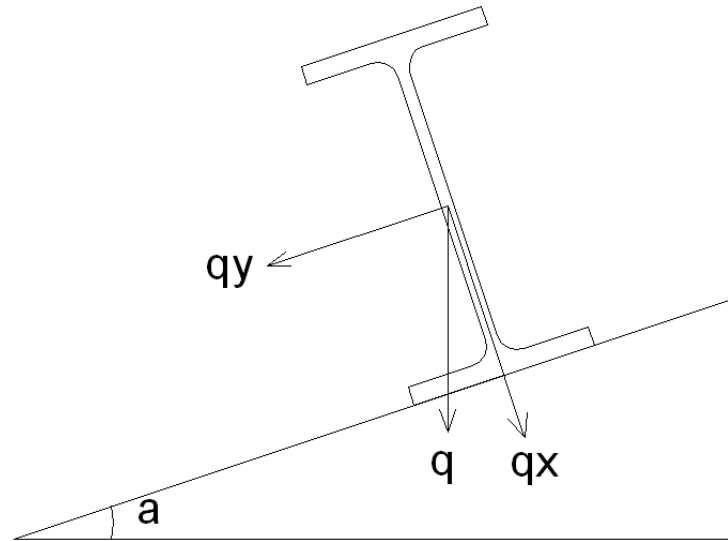
$$f = 2.48 \times \frac{q \times l^4}{I} \quad (3.3)$$

Yukarıdaki formülde $[q]=t/m$ $[l]=m$ $[I]=cm^4$ $[f]=cm$ 'dir.

q : Elemanın üzerinde bulunan yayılı yük değeri

l : Elemanın mesnet noktaları arasındaki uzunluğu

I : Elemanın yük doğrultusuna dik doğrultudaki atalet momenti



Şekil 3.1: Aşığa Etkiyen Yükler

Çatıya etkiyen rüzgar yükleri emme olduğundan boyutlandırmada dikkate alınmamıştır.

Yükler (3.4) ve (3.5) denklemleriyle eleman eksen takımına dönüştürülür, gerilme ve sehim (3.7) ve (3.8) denklemlerine göre kontrol edilerek aşık boyutlandırılmış olur.

$$q_x = q \times \cos \alpha \quad (3.4)$$

$$q_y = q \times \sin \alpha \quad (3.5)$$

q_x : Düşey yükün çatıya dik bileşeni

q_y : Düşey yükün çatıya paralel bileşeni

Gerilme kontrolü:

Bu tahkik çatı eğiminden ötürü sadece H yüklemesine göre yapılmıştır..

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{\text{çem}} \quad (3.6)$$

Sehim Kontrolü:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_{\text{max}} (= \frac{1}{300}) \quad (3.7)$$

Eğilmeli Burkulma Kontrolü:

Çatıya etkiye rüzgar yükleri nedeni ile sadece düşey yüklere göre tasarlanan aşık kirişlerinin eğilmeli burkulma kontrolü yapılmalıdır.

3.1.1 Ön Eğim Aşıklarının Boyutlandırılması

Hadde profili olarak boyutlandırılan aşıklar iki açıklıkta sürekli olarak teşkil edilmişlerdir. Aşıklar ana makasa paralel olarak teşkil edildiklerinden eğim açısı 0 derecedir.

Aşık yük analizi:

ÇK 105 Oluklu Galvenize Sac: 7.05 kg/m²

Aşık+Gergi: 12 kg/m²

Kar Yüğü: 75 kg/m²

q_{toplam}: 94.05 kg/m²

Bu bölümdeki çatı eğimi: $\alpha=0$, $\cos \alpha = 0$, $\sin \alpha = 0$

$$q'_x = q_x \times a$$

a: Aşık aralığı

$$q'_x = 94.05 \times 2.5 = 235.125 \text{ kg/m}^2$$

Sürekli kiriş olarak teşkil edilen aşık kirişine etkiyen momentler:

$$\text{Kenar açıklıklarda} \quad M_x = \frac{q \times l^2}{11} = \frac{0.23513 \times 8^2}{11} = 1.37 \text{ tm}$$

$$\text{Orta açıklıkta} \quad M_x = \frac{q \times l^2}{16} = \frac{0.23513 \times 8^2}{16} = 0.94 \text{ tm}$$

Tablo 3.1: IPE 180 A Karakteristik Özellikleri

Kesit	F (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)
IPE 180 A	19.58	1063	81.89	120.1	18

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{137}{120.1} + \frac{0}{18} = 1.14 + 0 = 1.14 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Sehim Kontrolü:

$$f = 2.48 \times \frac{q \times l^4}{I} = 2.48 \times \frac{0.235125 \times 8^4}{1063} = 2.25 \text{ cm} \leq 2.67 = \frac{1}{300}$$

Seçilen kesitin gerilme ve sehim tahkikleri sonucu uygun olduğu görülmüştür.

- Çatıya etkiyen rüzgar yükleri nedeni aşıklarda eğilmeli burkulma tahkiki yapılmalıdır.

$$P_{\text{rüzgar}}=1.28 \text{ t}$$

$$\beta_{kx} : 0.7 \quad \text{(X yönlü burkulma boyu katsayısı)}$$

$$\beta_{ky} : 0.5 \quad \text{(Y yönlü burkulma boyu katsayısı)}$$

$$S_{kx} = \beta_{kx} \times L \quad (3.8)$$

$$S_{ky} = \beta_{ky} \times L \quad (3.9)$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} \quad (3.10)$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} \quad (3.11)$$

$$S_{kx} = \beta_{kx} \times L = 0.7 \times 800 = 560 \text{ cm}$$

$$S_{ky} = \beta_{ky} \times L = 0.5 \times 800 = 400 \text{ cm}$$

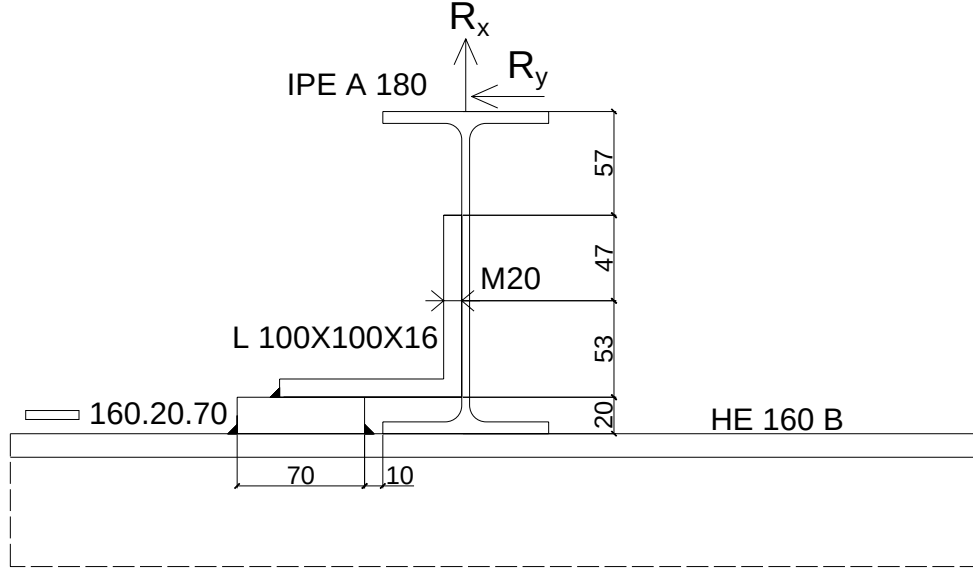
$$\lambda_x = \frac{560}{7.37} = 75.98 \text{ ise } \omega_x = 1.49$$

$$\lambda_y = \frac{400}{2.05} = 195.12 \text{ ise } \omega_y = 6.43$$

$$\sigma = \frac{\omega \times P}{A} + 0.9 \times \frac{M_x}{W_x} + 0.9 \times \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{em} \quad (3.12)$$

$$\sigma = \frac{6.43 \times 1.28}{19.58} + 0.9 \times \frac{114}{120.1} = 1.27 \text{ t/cm}^2 \leq 1.6 \text{ t/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

3.1.2. Ön Eğim Aşıklarının Ana Makas Üzerine Mesnetlendirilmesi



Şekil 3.2: Ön Eğim Aşık Mesnet Detayı

Mesnet Tepkileri:

$$R_x^H = 255 \times 8 = 2040 \text{ kg}$$

(Çatı düzlemine dik bileşen)

$$R_y^H = 0$$

(Çatı düzlemine paralel bileşen)

Bulonlar:

2M 20 Kaba

$$\tau_{sem} = 1.12 \text{ t/cm}^2, \sigma_{lem} = 2.4 \text{ t/cm}^2$$

(H.4.6 Kaba bulonlar için)

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem}$$

(Ns; makaslama emniyet kuvveti)

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem}$$

(Nl; ezilme emniyet gerilmesi)

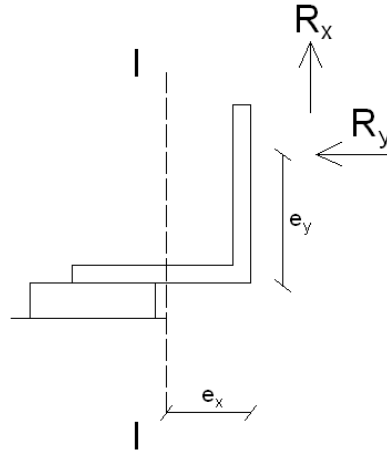
$$N_{em} = \min(N_s, N_l)$$

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 1.12 = 3.52 \text{ t}$$

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2 \times 0.43 \times 2.4 = 2.06 \text{ t}$$

$$N_{\text{em}} = \min(N_s, N_1) = 2.06 \text{ t} \leq \frac{R_x}{2} = 1.02 \text{ t}$$

Korniyerde Kontrol:



Şekil 3.3: L100X100X16 Kesitine Etkiyen Kuvvetler

Korniyer kolunun I-I kesitinde kontrol:

$$F_1 = 1.6 \times 16 = 25.6 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{16 \times 1.6^3}{12} = 5.46 \text{ cm}^4$$

$$W_1 = \frac{16 \times 1.6^2}{6} = 6.83 \text{ cm}^3$$

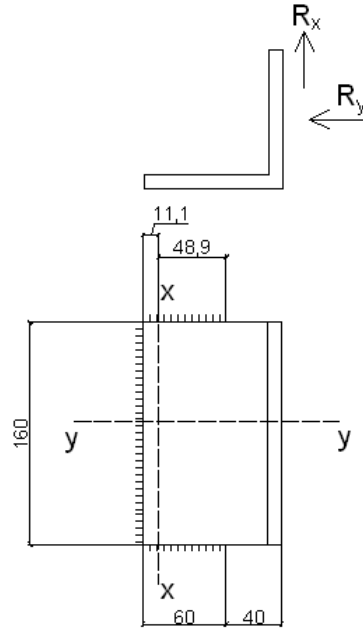
$$M_y = R_y \times e_y = 0$$

$$M_x = R_x \times e_x = 2.04 \times 4.5 = 9.18 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{9.18}{6.83} = 1.34 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

Korniye Kolunu Besleme Levhasına Bağlayan Kaynakların Tahkiki:



Şekil 3.4: L100X100X16 Kesitini Besleme Levhasına Bağlayan Kaynaklar

Kaynak kalınlığı $a=6$ mm

$$F_k = 2 \times 0.6 \times 6 + 0.6 \times 16 = 16.8 \text{ cm}^2$$

$$x_G = \frac{2 \times 0.6 \times 6 \times 3 + 0.6 \times 16 \times 6.6}{2 \times 0.6 \times 6 + 0.6 \times 16} = 4.89 \text{ cm}$$

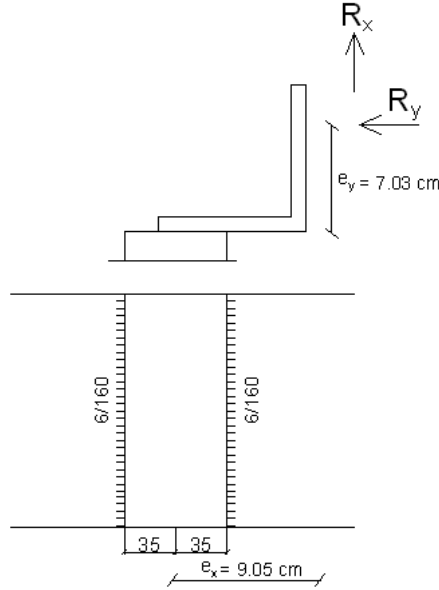
$$I_k = 2 \times \left[\frac{0.6 \times 6^3}{12} + 0.6 \times 6 \times (4.89 - 3)^2 \right] + \frac{16 \times 0.6^3}{12} + 16 \times 0.6 \times (4.89 - 0.3)^2 = 249.86 \text{ cm}^4$$

$$W_k = \frac{249.86}{4.89} = 51.1 \text{ cm}^3$$

$$M = 2.04 \times (4.5 + 7) = 23.46 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{M_k}{W_k} = \frac{23.46}{51.1} = 0.46 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Besleme Levhasını Makas Üst Başlığına Bağlayan Kaynakların Tahkiki:



Şekil 3.5: Ön Eğim Besleme Levhası Kaynak Tahkiki

Kaynak kalınlığı $a=6$ mm

$$l_k = 16 - 2 \times 0.6 = 14.8 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 0.6 \times 14.8 = 17.76 \text{ cm}^2$$

$$x_k = \frac{0.6 \times 16 \times 0.3 + 0.6 \times 16 \times 7.3}{2 \times 0.6 \times 16} = 3.8 \text{ cm}$$

$$I_k = \frac{16 \times 0.6^3}{12} + 0.6 \times 16 \times (3.8 - 0.3)^2 + \frac{16 \times 0.6^3}{12} + 0.6 \times 16 \times (7.3 - 3.8)^2 = 235.78 \text{ cm}^4$$

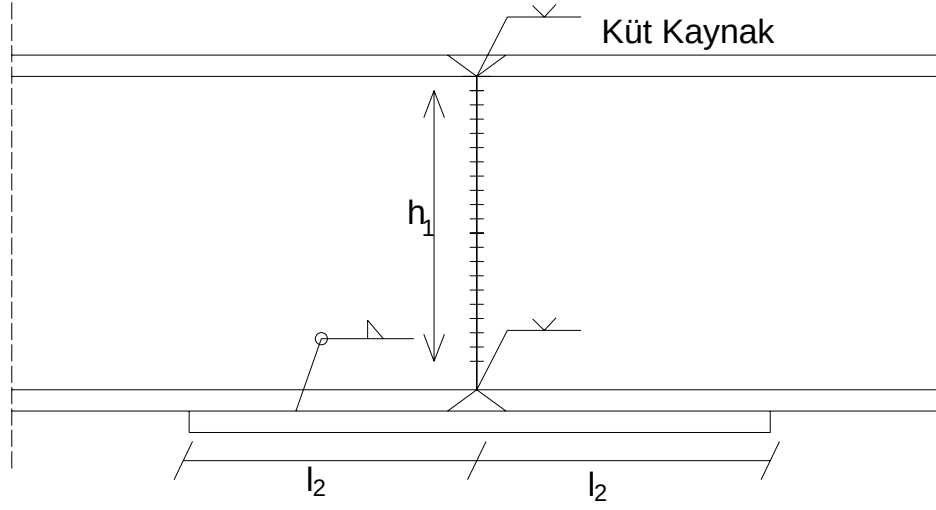
$$W_k = \frac{I_k}{x_k} = \frac{235.78}{3.8} = 62.05 \text{ cm}^3$$

$$M = R_x \times e_x + R_y \times e_y = 2.04 \times 9.05 + 0 = 18.46 \text{ tcm}$$

$$N = R_x = 2.04 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{F_k} + \frac{M}{W_k} = \frac{2.04}{17.76} + \frac{18.46}{62.05} = 0.41 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.1.3 Ön Eğim Aşıklarının Ek Hesabı



Şekil 3.6: Ön Eğim Aşık Eki

Şekil 3.6’da görülen ekte, profil parçaları küt kaynakla birleştirildikten sonra, çekme başlıkları ayrıca bir ek levhası ile birleştirilmiştir. Böylece kaynak emniyet gerilmesinin yarısına göre tahkik yapma zorunluluğu ortadan kalkar. Bu durumda çekme başlığı kuvvetinin tamamının ek levhası ile aktarıldığı kabul edilir. Basınç başlığında küt dikişe ait emniyet gerilmesi $\sigma_{Kem} = \sigma_{em}$ olduğundan bu dikişte tahkik gerekmez.

$$M_{ek} = W_p \times \sigma_a \quad (3.13)$$

$$V_{ek} = 0.60 \times \sigma_a \times A_k \quad (3.14)$$

A_k : Kesme alanı

Gövde dikişlerinde hesap:

$$l = l' - 2 \times a \quad (3.15)$$

$$\tau_k = \frac{Q}{a \times l} \leq \tau_{kem} \quad (3.16)$$

$$\sigma_K = \frac{M}{J_K} \times \frac{1}{2} \quad (3.17)$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} \leq \sigma_{hem} \quad (3.18)$$

Çekme başlığında hesap:

$$Z = \frac{M}{W_{\text{profil}}} \times F_{\text{başlık}} \quad (3.19)$$

$$\sigma = \frac{Z}{b \times t} \leq \sigma_{\text{em}} = 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad (3.20)$$

$$\tau_k = \frac{Z}{\sum (a \times l)} \leq \tau_{\text{Kem}} = 0.9 \text{ t/cm}^2 \quad (3.21)$$

$$M_{\text{ek}} = W_p \times \sigma_a = 135.3 \times 2.4 = 324.72 \text{ tcm}$$

$$V_{\text{ek}} = 0.60 \times \sigma_a \times A_k = 0.60 \times 2.4 \times 0.43 \times 14.6 = 9.04 \text{ t}$$

Kaynak elektrodu olarak E10016-D2 cinsi elektrod seçilmiştir. Kaynak metalinin çekme dayanımının %30'u kaynak emniyet gerilmesi olarak alınmıştır. Kaynak emniyet gerilmesi 2.1 t/cm²

Kaynak kalınlığı a=8 mm

$$l' = 11.2 \text{ cm}$$

$$\tau_k = \frac{Q}{a \times l} = \frac{9.04}{0.8 \times 10} = 1.13 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{J_k} \times \frac{1}{2} = \frac{324.72}{1063} \times \frac{10}{2} = 1.52 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{1.52^2 + 1.13^2} = 1.89 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Çekme başlığında gerilme tahkiki:

$$F_{\text{başlık}} = 9.1 \times 0.65 = 5.92 \text{ cm}^2$$

$$Z = \frac{M}{W_{\text{profil}}} \times F_{\text{başlık}} = \frac{324.72}{120.1} \times 5.92 = 16 \text{ t}$$

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

(Çekme başlığı genişliği)

$$t = 1.2 \text{ cm}$$

(Çekme başlığı kalınlığı)

$$\sigma = \frac{Z}{b \times t} = \frac{16}{10 \times 1.2} = 1.33 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{Z}{\sum (a \times l)} = \frac{16}{2 \times 0.5 \times (20 - 0.5)} = 0.82 \text{ t/cm}^2 \leq 0.9 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.1.4 Arka Eğim Aşıklarının Boyutlandırılması

Arka eğim aşıklarının boyutlandırılmasında izlenen yol ön eğimdeki aşıklar ile aynıdır. Aşıklar sürekli kiriş olarak teşkil edilmiş olup çatı eğimi 18.43 derecedir.

Aşık yük analizi:

ÇK 105 Oluklu Galvenize Sac	: 7.05 kg/m ²
Aşık+Gergi	: 12 kg/m ²
Kar Yüğü	: 75 kg/m ²
q _{toplam}	: 94.05 kg/m ²

Bu bölümdeki çatı eğimi: $\alpha = 18.43^\circ$, $\cos\alpha = 0.949$, $\sin\alpha = 0.316$

a: 2.1 m (Aşık aralığı)

l: 5 m (Aşık açıklığı)

$$q_T = \left(\frac{7.05}{\cos\alpha} + 12 + 75 \right) = 94.43 \text{ kg/m}^2$$

$$q'_T = q_T \times a$$

$$q'_T = 94.43 \times 2.1 = 198.31 \text{ kg/m}$$

Düşey yükün çatıya dik bileşeni:

$$q'_{Tx} = q'_T \times \cos\alpha = 198.31 \times 0.949 = 188.13 \text{ kg/m}$$

Düşey yükün çatıya paralel bileşeni:

$$q'_{Ty} = q'_T \times \sin\alpha = 198.31 \times 0.316 = 62.69 \text{ kg/m}$$

Sürekli kiriş olarak teşkil edilen aşık kirişine etkiyen momentler:

$$M_x = \frac{q'_{Tx} \times l^2}{11} = \frac{0.18813 \times 5^2}{11} = 0.43 \text{ tm}$$

$$M_y = \frac{q'_{Ty} \times (l/2)^2}{11} = \frac{0.06269 \times (5/2)^2}{11} = 0.04 \text{ tm}$$

Tablo 3.2: IPE 120 Karakteristik Özellikleri

Kesit	F (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)
IPE 120	13.21	317.8	27.67	52.96	8.65

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{43}{52.96} + \frac{4}{8.65} = 0.81 + 0.46 = 1.27 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Sehim Kontrolü:

$$f_x = 2.48 \times \frac{q'_{rx} \times l^4}{I} = 2.48 \times \frac{0.18813 \times 5^4}{317.8} = 0.92 \text{ cm} \leq 1.67 = \frac{1}{300}$$

$f_y=0$ Gergiden dolayı sehim kontrolü yapılmaz.

Seçilen kesitin gerilme ve sehim tahkikleri sonucu uygun olduğu görülmüştür.

- Çatıya etkiyen rüzgar yükleri nedeni aşıklarda eğilmeli burkulma tahkiki yapılmalıdır.

$$P_{\text{rüzgar}} = 1.08 \text{ t}$$

$$\beta_{kx} : 0.7 \quad (\text{X yönlü burkulma boyu katsayısı})$$

$$\beta_{ky} : 0.5 \quad (\text{Y yönlü burkulma boyu katsayısı})$$

$$S_{kx} = \beta_{kx} \times L = 0.7 \times 500 = 350 \text{ cm}$$

$$S_{ky} = \beta_{ky} \times L = 0.5 \times 500 = 250 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} \frac{350}{4.90} = 71.43 \text{ ise } \omega_x = 1.44$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} \frac{250}{1.45} = 172.41 \text{ ise } \omega_y = 5.06$$

$$\sigma = \frac{\omega \times P}{A} + 0.9 \times \frac{M_x}{W_x} + 0.9 \times \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{em}$$

$$\sigma = \frac{5.06 \times 1.08}{13.21} + 0.9 \times 1.27 = 1.56 \text{ t/cm}^2 \leq 1.6 \text{ t/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Gergi Hesabı:

$$\text{Tek gergili teşkilde} \quad Z = \frac{l_y}{2 \times \cos \beta} \times \sum q_y \quad l_y = \frac{l}{2} \quad (3.22)$$

$\sum q_y$, damlalık aşığı ile ara aşıkların q_y yük bileşenidir.

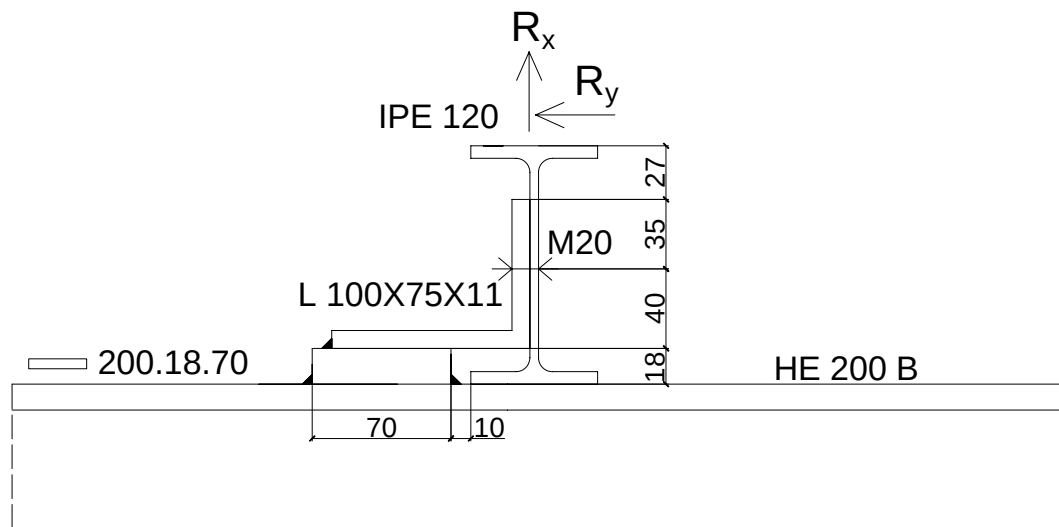
$$Z = \frac{l_y}{2 \times \cos \beta} \times \sum q_y = \frac{5}{2 \times 0.949} \times 0.376 = 1 \text{ t}$$

Seçilen gergi enkesiti:

$$\phi 12 \quad F_z = \pi \times \frac{(0.86 \times d)^2}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{Z_{\max}}{F_z} = \frac{1}{0.84} = 1.19 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.1.5 Arka Eğim Aşıklarının Mesnetlendirilmesi



Şekil 3.7: Arka Eğim Aşık Mesnet Detayı

Mesnet Tepkileri:

$$R_x^H = 188.13 \times 5 = 940.65 \text{ kg}$$

(Çatı düzlemine dik bileşen)

$$R_y^H = 62.69 \times 5 = 313.45 \text{ kg}$$

(Çatı düzlemine paralel bileşen)

Bulonlar:

2M20 Kaba

$$\tau_{\text{sem}} = 1.12 \text{ t/cm}^2, \sigma_{\text{lem}} = 2.4 \text{ t/cm}^2$$

(H.4.6 Kaba bulonlar için)

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}}$$

(N_s ; makaslama emniyet kuvveti)

$$N_l = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}}$$

(N_l ; ezilme emniyet gerilmesi)

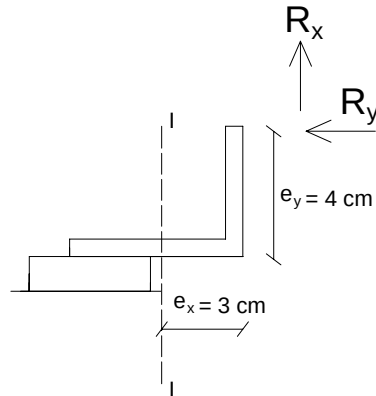
$$N_{\text{em}} = \min(N_s, N_l)$$

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 1.12 = 3.52 \text{ t}$$

$$N_l = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}} = 2 \times 0.44 \times 2.4 = 2.11 \text{ t}$$

$$N_{\text{em}} = \min(N_s, N_l) = 2.11 \text{ t} \leq \frac{R_x}{2} = 0.47 \text{ t}$$

Korniyerde Kontrol:



Şekil 3.8: L100X75X11 Kesitine Etkiyen Kuvvetler

Korniyer kolunun I-I Kesitinde kontrol:

$$F_1 = 1.1 \times 20 = 22 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{20 \times 1.1^3}{12} = 2.21 \text{ cm}^4$$

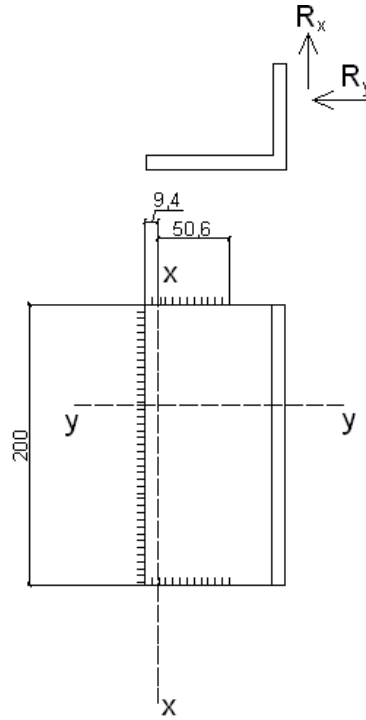
$$W_1 = \frac{20 \times 1.1^2}{6} = 4.03 \text{ cm}^3$$

$$M = R_x \times e_x + R_y \times e_y = 0.94065 \times 3 + 0.31345 \times 4 = 4.39 \text{ tcm}$$

$$N = R_y = 0.31345 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{F_1} + \frac{M}{W} = \frac{0.31345}{22} + \frac{4.39}{4.03} = 1.10 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Korniyer Kolunu Besleme Levhasına Bağlayan Kaynaklarının Tahkiki:



Şekil 3.9: L100X75X11 Kesitini Besleme Levhasına Bağlayan Kaynaklar

Kaynak kalınlığı $a = 6 \text{ mm}$

$$F_k = 2 \times 0.6 \times 6 + 0.6 \times 20 = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$x_G = \frac{2 \times 0.6 \times 6 \times 3 + 0.6 \times 20 \times 6.6}{2 \times 0.6 \times 6 + 0.6 \times 20} = 5.06 \text{ cm}$$

$$I_k = 2 \times \left[\frac{0.6 \times 6^3}{12} + 0.6 \times 6 \times (5.06 - 3)^2 \right] + \frac{16 \times 0.6^3}{12} + 20 \times 0.6 \times (0.94 - 0.3)^2 = 57.07 \text{ cm}^4$$

$$W_k = \frac{57.07}{5.06} = 11.28 \text{ cm}^3$$

$$M_k = R_x \times (e_x + g_x) + R_y \times e_y = 0.940 \times (4 + 5.06) + 0.313 \times 4 = 9.77 \text{ tcm}$$

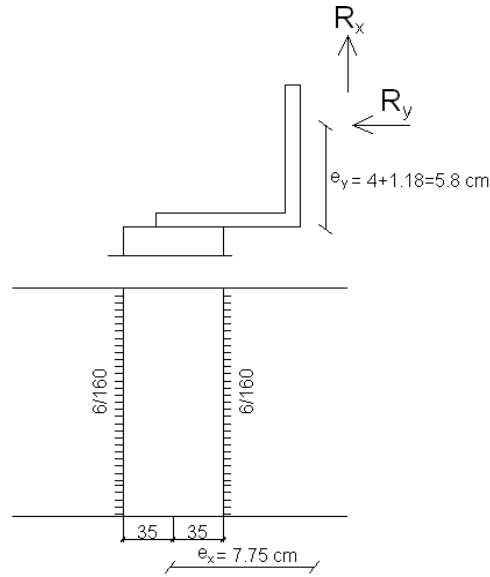
$$N = R_x = 0.940 \text{ t} \quad Q = R_y = 0.313 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{M_k}{W_k} + \frac{N}{F_k} = \frac{9.77}{11.28} + \frac{0.940}{19.2} = 0.92 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau_k = \frac{Q}{a \times l} = \frac{0.313}{2 \times 0.6 \times 6} = 0.04 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Gerilmeler çok küçük olduğundan kıyaslama gerilmesine gerek yoktur.

Besleme Levhasını Makas Üst Başlığına Bağlayan Kaynakların Tahkiki:



Şekil 3.10: Arka Eğim Besleme Levhası Kaynak Tahkiki

Kaynak kalınlığı $a = 6 \text{ mm}$

$$l_k = 20 - 2 \times 0.6 = 18.8 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 0.6 \times 18.8 = 22.56 \text{ cm}^2$$

$$x_k = \frac{0.6 \times 20 \times 0.3 + 0.6 \times 20 \times 7.3}{2 \times 0.6 \times 20} = 3.8 \text{ cm}$$

$$I_k = \frac{20 \times 0.6^3}{12} + 0.6 \times 20 \times (3.8 - 0.3)^2 + \frac{20 \times 0.6^3}{12} + 0.6 \times 20 \times (7.3 - 3.8)^2 = 294.72 \text{ cm}^4$$

$$W_k = \frac{I_k}{x_k} = \frac{294.72}{3.8} = 77.56 \text{ cm}^3$$

$$M = R_x \times e_x + R_y \times e_y = 0.940 \times 7.5 + 0.313 \times 5.8 = 8.86 \text{ tcm}$$

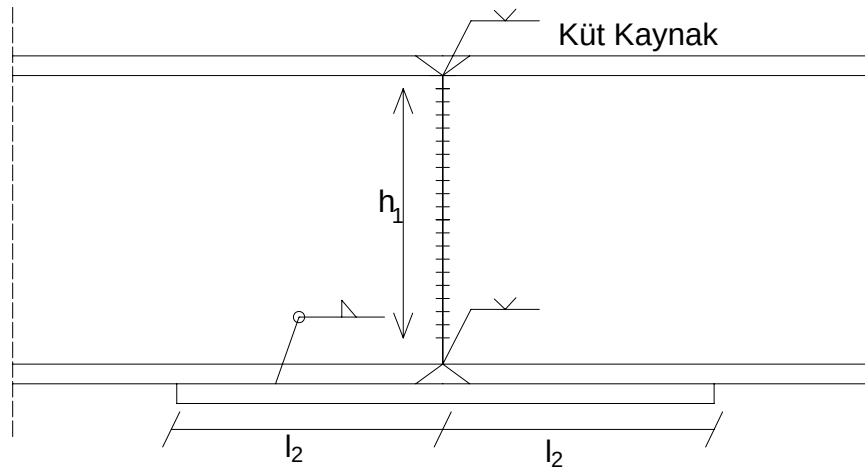
$$N = R_x = 0.940 \text{ t} \quad Q = R_y = 0.313 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{F_k} + \frac{M}{W_k} = \frac{0.940}{22.56} + \frac{8.86}{77.56} = 0.16 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau_k = \frac{Q}{F_k} = \frac{0.313}{22.56} = 0.014 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Gerilmeler çok küçük olduğu için kıyaslama gerilmesine gerek yoktur.

3.1.6 Arka Eğim Aşıklarının Ek Hesabı



Şekil 3.11: Arka Eğim Aşık Eki

Arka eğimdeki aşıkların ek hesabında izlenen yol ön eğim aşıklarınınki ile aynıdır. Ek hesabı elemanın kapasitesine göre yapılmıştır.

$$M_{ek} = W_p \times \sigma_a = 60.73 \times 2.4 = 145.75 \text{ tcm}$$

$$V_{ek} = 0.60 \times \sigma_a \times A_k = 0.60 \times 2.4 \times 0.44 \times 9.34 = 5.92 \text{ t}$$

A_k : Kesme alanı

Kaynak elektrodu olarak E10016-D2 cinsi elektrod seçilmiştir. Kaynak metalinin çekme dayanımının %30'u kaynak emniyet gerilmesi olarak alınmıştır. Kaynak emniyet gerilmesi 2.1 t/cm^2

Kaynak kalınlığı $a=8 \text{ mm}$

$l'=7.2 \text{ cm}$

$$\tau_k = \frac{Q}{a \times l} = \frac{5.92}{0.80 \times (7.2 - 2 \times 0.6)} = 1.23 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{J_k} \times \frac{1}{2} = \frac{145.75}{317.8} \times \frac{6}{2} = 1.37 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{1.37^2 + 1.23^2} = 1.84 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Çekme başlığında gerilme tahkiki:

$$F_{\text{başlık}} = 6.4 \times 0.63 = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$Z = \frac{M}{W_{\text{profil}}} \times F_{\text{başlık}} = \frac{145.75}{52.96} \times 4.03 = 11.1 \text{ t}$$

$$b = 10 \text{ cm} \quad \textbf{(Çekme başlığı genişliği)}$$

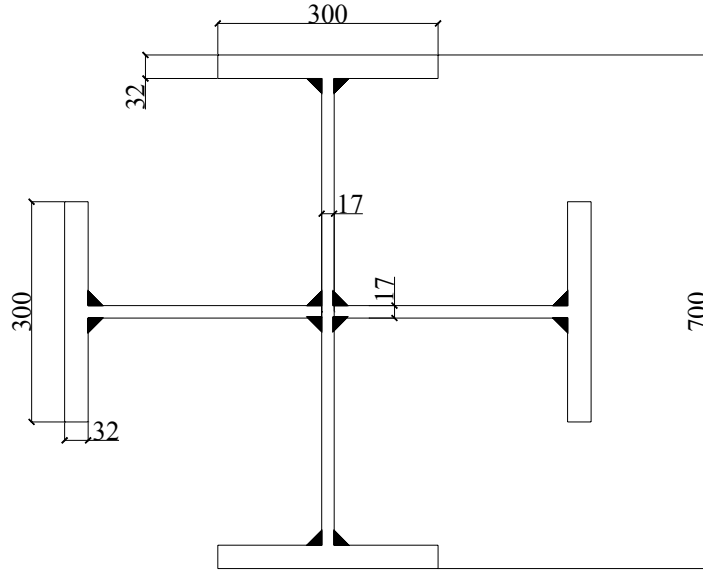
$$t = 1 \text{ cm} \quad \textbf{(Çekme başlığı kalınlığı)}$$

$$\sigma = \frac{Z}{b \times t} = \frac{11.1}{10 \times 1} = 1.11 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

$$\tau_k = \frac{Z}{\sum (a \times l)} = \frac{11.1}{2 \times 0.5 \times (20 - 0.5)} = 0.57 \text{ t/cm}^2 \leq 0.9 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

3.2 Kolonların Boyutlandırılması ve Ek Hesabı

Kolonlar iki adet HE 700 B profilinin bir araya getirilmesi ile oluşturulmuşlardır. Kolonlar boyutlandırılırken eksenel yük ile eğilme etkisindeki çubuklar için yapılan hesaplar bu elemanlarda kullanılmıştır. Elemanın boyutlandırılmasına ilk olarak kesit sınıflandırılması ile başlanmıştır.



Şekil 3.12: Kolon Enkesiti

Tablo 3.3 Kolon Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
HE 700 B	600.24	279263.57	265222.49	7978.86	7577.79	21.57	21.02

Kesit sınıfının belirlenmesi:

Çelik kesitler, “kompakt”, “kompakt olmayan” ve “narin elemanlardan oluşan kesitler” olarak sınıflandırılır. Kesitin kompaktlık kontrolü başlık ve gövdede yapılır.

$$\frac{b}{t} \leq 0.3 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (3.23)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (3.24)$$

Eğilme ve basınç etkisindeki I Kesitleri için:

$$\frac{b}{t} \leq 0.3 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (3.25)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \left\{ \begin{array}{l} \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \leq 0.1 \text{ için } 3.2 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(1 - 3 \times \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) \\ \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| > 0.1 \text{ için } 1.18 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) \end{array} \right\} \quad (3.26)$$

Kesite gelen etkiler:

$$P = 382.66 \text{ t}, M_{xx} = 20 \text{ tcm}, M_{yy} = 5124 \text{ tcm}, T_{33} = 10.59 \text{ t}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{15}{3.2} = 4.69 \leq 0.3 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 0.3 \times \sqrt{\frac{2100000}{4600}} = 6.41 \quad (\text{Uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = 0.16 > 0.1 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{63.6}{1.7} = 37.41 \leq 1.18 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) = 57.89 \quad (\text{Uygun})$$

Yukarıdaki tahkikler sonucu eleman kompakt kesite göre hesaplandırılacaktır.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}} \right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}} \right) \times \sigma_{By}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \end{array} \right\} \quad (3.26)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15 \quad (3.27)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (3.28)$$

Eleman boyutlandırılırken Denklem (3.27) koşulu sağlanırsa Denklem (3.28), aksi halde Denklem (3.26) kullanılır.

- 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 gerilmeleri emniyet gerilmeleri
 $\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$: (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilimsinden türetilen gerilmeler
 C_{mx}, C_{my} : M_x, M_y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önüne tutan katsayılar

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} \quad (3.29)$$

TS648 standartlarında, burkulma emniyet gerilmesinin hesabı için aşağıdaki formülasyon kabul edilmiştir. [1]

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{\sigma_p}} \quad (3.30)$$

λ_p : Orantılı sınırına karşı gelen narinlik değeri

$$\lambda < \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \right] \times \sigma_a}{n} \quad (3.31)$$

$$\lambda > \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{8290000}{\lambda^2} \quad (3.32)$$

Bu formüllerde σ_a çeliğin akma gerilmesi, n emniyet katsayısıdır.

$$\lambda < 20 \text{ ise } n = 1.67 \quad (3.33)$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ ise } n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \quad (3.34)$$

$$\lambda > \lambda_p \text{ ise } n = 2.5 \quad (3.35)$$

$$L_b < L_c \text{ ise } \sigma_B = 0.66 \times \sigma_B \quad (3.36)$$

$L_b > L_c \Rightarrow$ aşağıdaki yol izlenir.

$$\sqrt{\frac{7177 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{1}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (l/i_{yb})^2}{107666 \times C_b} \right] \times \sigma_a \quad (3.37)$$

$$\sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{1}{i_{yb}} \text{ ise } \sigma_{Bx} = \frac{11963 \times C_b}{(l/i_{yb})^2} \quad (3.38)$$

$$\sigma_{Bx1} = \frac{11963 \times C_b}{(l/i_{yb})^2} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (3.39)$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times C_b}{l \times d / F_b} \quad (3.40)$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1} ; \sigma_{Bx2}) \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (3.41)$$

$$\sigma'_e = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} \quad (3.42)$$

Denklemlerde bulunan C_b ve C_m değerleri EK'de verilen formüllere göre bulunmuştur.

Gerilme Hesabı:

Kolonun burkulma boyunun bulunması için SAP2000 V.9.3 ile burkulma analizi yapılmıştır. Bu analiz sonunda elemanın x ve y yönündeki burkulma boyları bulunmuş ve hesaplarda bu değerler kullanılmıştır.

$$F_b = 30 \times 3.2 + \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{3} \times 63.6 \right) \times 1.7 = 114.02 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3.2 \times \frac{30^3}{12} + \frac{1}{12} \times \left[\frac{1}{3} \times \frac{63.6}{2} \times 1.7^3 \right] = 7204.34 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{7204.34}{114.02}} = 7.95 \text{ cm}$$

$L_x = 8.80 \text{ m}$ x yönündeki burkulma boyu

$L_y = 17.50 \text{ m}$ y yönündeki burkulma boyu

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{\sigma_p}} = \frac{6483.4}{\sqrt{\sigma_a}} = 94.93$$

$$\lambda_x = \frac{L_x}{i_x} \quad (3.43)$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} \quad (3.44)$$

$$\lambda_x = \frac{L_x}{i_x} = \frac{880}{21.57} = 40.80 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1750}{21.02} = 83.25 \text{ cm}$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ ise } n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 = 2.40$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \right] \times \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{83.25}{94.93} \right) \right] \times 4600}{2.40} = 1076.24 \text{ kg/cm}^2$$

Kolonun alt ucundaki moment değeri sıfır olduğu için C_b değeri 1.75 olarak alınmıştır.

$$C_{my}=0.1, C_{mx}=0.85 \quad (\text{EK C})$$

$$L_c = \text{minimum} \left(\frac{20 \times b_f}{\sqrt{\sigma_a}}; \frac{1407 \times A_f}{d \times \sigma_a} \right)$$

$$L_c = \min(279.75; 419.48)$$

$$L_c = 279.75 \text{ cm}$$

$$L_b = 1750 \text{ cm}$$

$L_b > L_c$ olduğundan σ_{Bx} aşağıdaki şekilde bulunur.

$$\frac{1}{i_y} = 200.83$$

$$\sqrt{\frac{35889 \times 1.75}{4.6}} = 116.84 < 200.83 \text{ olduğu için}$$

$$\sigma_{Bx1} = \frac{11963 \times 1.75}{(200.83)^2} = 519.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.75}{1750 \times 70 / 114.02} = 1374.76 \text{ kg/cm}^2 \text{ olduğu için}$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 1374.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 0.75 \times 4600 = 3450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{41.86^2} = 4731.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{81.13^2} = 1259.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{382.66}{600.24} = 637 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{20}{7577.79} = 2.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_{yy}}{W_y} = \frac{5124}{7978.86} = 642.179 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{637}{1076.24} + \frac{0.85 \times 2.64}{\left(1 - \frac{637}{4731.03}\right) \times 1374.76} + \frac{1 \times 642.179}{\left(1 - \frac{637}{1259.48}\right) \times 3450} = 0.592 + 0.002 + 0.377 = 0.971 \leq 1$$

Kesme Güvenliğinin Kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulü ile hesap yapılmıştır.

$$V = 10.59 \text{ t}$$

$$F_G = 1.7 \times 63.6 = 108.12 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{10.59}{108.12} = 0.1 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2$$

Yapma kesit kolon boyunca sürekli olarak köşe kaynak çekilerek oluşturulmuştur. Kaynakların kayma değeri statik momentiyle orantılı olacak şekilde hesaplanmıştır. Kaynaklara gelen normal kuvvet elemanın aktardığı kuvvet kadardır. Bu değer parça alanının toplam alana oranıyla bulunmuştur. Momentten kaynaklanan etki kuvvet koluna bölünerek normal kuvvete dönüştürülmüştür.

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.7 \times t = 0.7 \times 1.7 = 1.19 \text{ cm}$$

seçilen kaynak kalınlığı: 1 cm

$$15 \times a \leq L_k \leq 100 \times a, a = 1.2 \text{ cm}$$

$$L_k = 90 \text{ cm}$$

$$S_{22} = 30 \times 3.2 \times 34.25 = 3288 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{Q \times S}{2 \times I \times a} = \frac{10.59 \times 3288}{2 \times 265222.49 \times 1} = 0.054 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2$$

$$F_b = 30 \times 3.2 = 96 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 600.24 \text{ cm}^2$$

P_k^n = Normal Kuvvetten Kaynaklanan Etki:

$$P_k^n = N \times \frac{F_b}{F_t} = 382.66 \times \frac{96}{600.24} = 61.20 \text{ t}$$

P_k^m = Momentten Kaynaklanan Etki:

$$P_k^m = \frac{M}{h_g} = \frac{51.24}{0.636} = 80.57 \text{ t}$$

$$P_k = P_k^n + P_k^m = 61.20 + 80.57 = 141.77 \text{ t}$$

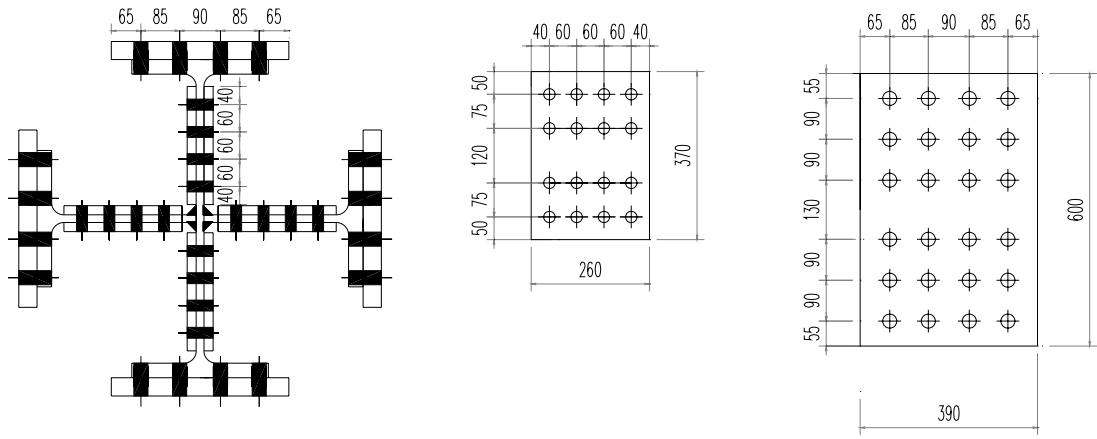
$$F_k = (90 - 2 \times 1) \times 1 = 88 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{141.77}{88} = 1.61 \text{ t/cm}^2 \leq 0.3 \times 70 = 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{İMO-01})$$

$$\sigma_v = \left(\sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} \right) = \sqrt{1.61^2 + 0.054^2} = 1.62 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2$$

Kolon Ek Hesabı:

Kolonların ek hesabı kolon normal kuvvet kapasitesine göre yapılmıştır. Eklenen levhaların net alanları mevcut kolonların alanından fazla seçilerek sadece ek bölgesindeki bulonlar tahkik edilmiştir. Tam ek yaklaşımıyla kolonun eki hesaplanmıştır. Bu yaklaşımda kolon uçları temas etse dahi, temas yoluyla kuvvet aktarıldığı kabul edilmez.



Şekil 3.13: Kolon Ek Detayı

$$F_n^g = 63.6 \times 1.7 - 4 \times 4 \times 2 \times 1.7 = 53.72 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^g = 4 \times 2 \times 26 - 4 \times 4 \times 2 \times 1.7 = 153.6 \text{ cm}^2$$

$$F_n^b = 30 \times 3.2 - 4 \times 3 \times 4 = 48 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b = 39 \times 4 - 4 \times 3 \times 4 = 108 \text{ cm}^2$$

$$F_n^g < F_{nek}^g, F_n^b < F_{nek}^b$$

(Uygun)

Başlık Bulonlarının İrdelenmesi:

$$N_b = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A_{başlık}$$

$$N_b = 1.7 \times 2.08 \times 30 \times 3.2 = 339.46 \text{ t}$$

$$\tau_{sem} = 2.8 \text{ t/cm}^2, \sigma_{lem} = 4.8 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 3.0^2}{4} \times 2.8 = 16.96 \text{ t}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 3 \times 3.2 \times 4.8 = 46.08 \text{ t}$$

$$N_{em} = 1.7 \times \min(N_s, N_l), N_{em} = 28.83 \text{ t}$$

$$n_{\text{bulon}} = \frac{339.46}{28.83} = 11.77 \text{ seçilen 12M30(SL)}$$

Gövde Bulonlarının İrdelenmesi:

$$N_b = 1.7 \times 2.08 \times 0.5 \times 63.6 \times 1.7 = 191.16 \text{ t}$$

$$\tau_{\text{sem}} = 2.8 \text{ t/cm}^2, \sigma_{\text{lem}} = 4.8 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = 2 \times \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 2.8 = 17.59 \text{ t}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

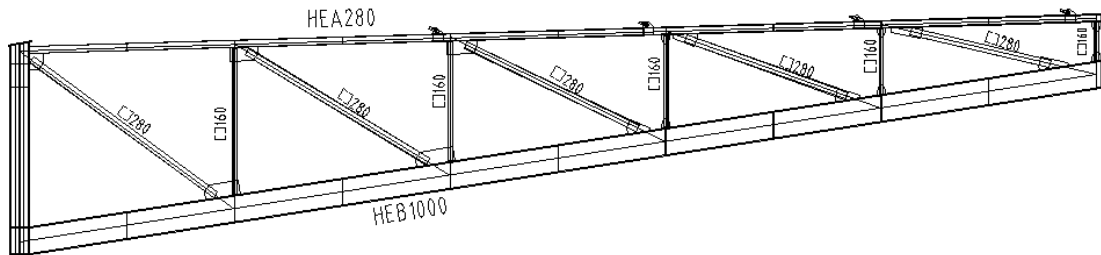
$$N_l = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}} = 1.7 \times 2 \times 4.8 = 16.32 \text{ t}$$

$$N_{\text{em}} = 1.7 \times \min(N_s, N_l), N_{\text{em}} = 27.74 \text{ t}$$

$$n_{\text{bulon}} = \frac{191.16}{27.74} = 6.89 \text{ seçilen 8M20(SL)}$$

3.3 Ana Makas Elemanlarının Boyutlandırılması

Ana makas elemanları 40 m'lik konsolu taşıyan elemanlar olup, boyutlandırma sırasında her elemanın konumu iç kuvvetine göre kontrol edilmiştir.



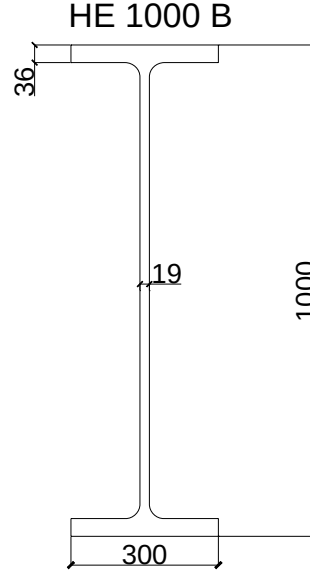
Şekil 3.14: Ana Makas Elemanları

3.3.1 Ana Makas Alt Başlığının Boyutlandırılması

Makas alt başlıkları basınçta çalışan elemanlardır. Yapıdaki konsol boyundan dolayı elemanlara çok büyük basınç kuvveti gerlmektedir. Bu elemanların enkesitleri Şekil 3.14'de, kesit karakteristik özellikleri ise Tablo 3.4'de verilmiştir.

Tablo 3.4 Ana Makas Alt Başlık Elemanının Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
HE 1000 B	400.0	644700	16280	12890	1085	40.15	6.38



Şekil 3.15: Ana Makas Alt Başlık Elemanı Kesit Görünüşü

Eleman basınç ve eğilmeye çalışan eleman olarak boyutlandırılacaktır. Elemanın serbest boyu 8 m'dir.

Kesite gelen etkiler:

$$P = 207.14 \text{ t}, \quad M_{xx} = 424 \text{ tcm (H Yükleme)}$$

$$\beta_{kx} = 1.00 \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$\beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 8 = 8 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{800}{40.15} = 19.93 \quad \lambda_y = \frac{800}{6.38} = 125.39$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{\sigma_p}} = \frac{6483.4}{\sqrt{\sigma_a}} = 131.42$$

(St 37 için)

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ olduğundan} \quad n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{125.39}{131.42} \right) - 0.2 \times \left(\frac{125.39}{131.42} \right)^2 = 2.47$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \right] \times \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{125.39}{131.43} \right) \right] \times 2400}{2.47} = 529.40 \text{ kg/cm}^2$$

Ana makas alt başlığı kolona mafsallı olarak bağlandığı için, uç noktasındaki moment değeri sıfırdır. Bu yüzden C_b değeri 1.75 olarak alınmıştır.

$$C_{my}=0.85, C_{mx}=0.85 \text{ (EK C)}$$

$$L_c = \text{minimum} \left(\frac{20 \times b_f}{\sqrt{\sigma_a}}; \frac{1407 \times A_f}{d \times \sigma_a} \right)$$

$$L_c = \min(387.30; 633.15)$$

$$L_c = 387.30 \text{ cm}$$

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$L_b > L_c$ olduğundan σ_{Bx} aşağıdaki şekilde bulunur.

$$F_b = 30 \times 3.6 + \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{3} \times 92.8 \right) \times 1.9 = 137.39 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3.6 \times \frac{30^3}{12} + \frac{1}{12} \times \left[\frac{1}{3} \times \frac{92.8}{2} \times 1.9^3 \right] = 8108.84 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{8108.84}{137.39}} = 7.68 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{i_y} = 104.17$$

$$\sqrt{\frac{7177 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{1}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (l/i_{yb})^2}{107666 \times C_b} \right] \times \sigma_a = \left[\frac{2}{3} - \frac{2.4 \times 104.17^2}{107666 \times 1.75} \right] = 1268.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.75}{800 \times 100 / 104.17} = 1932.24 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 \times \sigma_a = 0.6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{19.93^2} = 20870.84 \text{ kg/cm}^2$$

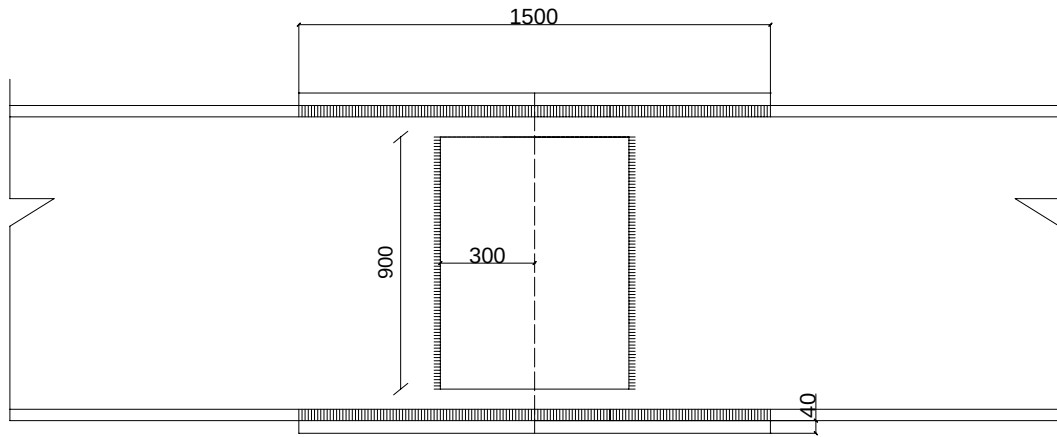
$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{207.14 \times 1000}{400} = 517.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{424000}{12890} = 32.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{517.85}{529.40} + \frac{0.85 \times 32.89}{\left(1 - \frac{517.85}{20870.84}\right) \times 1440} = 0.978 + 0.020 = 0.998 \leq 1 \quad (\text{Uygun})$$

Ana Makas Alt Başlık Ek Hesabı:

Ek hesabı elemanın kapasitesine göre ve levhalı ek olarak yapılmıştır. Bu yaklaşımda eklenen başlık ve gövde levhalarının alanları profil başlık ve gövde levhalarından büyük seçilmiştir. Böylelikle ek levhalarının hesabına gerek kalmamış sadece bağlantı elemanları için hesap yapılmıştır. Kaynak elektrodu olarak E11018-M cinsi elektrod seçilmiştir. Kaynak metalinin çekme dayanımının %30'u kaynak emniyet gerilmesi olarak alınmıştır. Kaynak emniyet gerilmesi 2.31 t/cm²



Şekil 3.16: Ana Makas Alt Başlık Levhalı Ek Detayı

$$t_{\text{başlık}} = 4 \text{ cm}$$

$$b_{\text{başlık}} = 40 \text{ cm}$$

$$F_{ek}^B = 4 \times 40 = 160 \text{ cm}^2 > F^B = 30 \times 3.6 = 108 \text{ cm}^2$$

$$t_{ek}^g = 1.1 \text{ cm} < 0.8 \times t_g = 0.8 \times 1.9 = 1.52 \text{ cm}$$

$$I_{ek}^B = 2 \times 4 \times 40 \times 52^2 = 865280 \text{ cm}^4$$

$$I_{ek}^G = 2 \times 1.1 \times \frac{90^3}{12} = 133650 \text{ cm}^4$$

$$I_{Toplam} = I_{ek}^B + I_{ek}^G = 865280 + 133650 = 998930 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek} = W_p \times \sigma_a = 14860 \times 4.6 = 68356 \text{ tcm}$$

$$V_{ek} = 0.60 \times \sigma_a \times A_K = 0.60 \times 4.6 \times 1.9 \times 86.8 = 455.18 \text{ t}$$

Başlık Eki Kaynaklarında:

$$M_{ek}^B = M_{ek} \times \frac{I_{ek}^B}{I_{Toplam}} = 68356 \times \frac{865280}{998930} = 59210.43 \text{ tcm}$$

$$N = \frac{59210.43}{100} = 592.10 \text{ t}$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$\tau_K = \frac{N}{2 \times a \times l'} = \frac{592.10}{2 \times 1 \times (150 - 2 \times 1)} = 2.00 \text{ t/cm}^2 < 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Gövde Eki Kaynaklarında:

$$M_{ek}^G = M_{ek} \times \frac{I_{ek}^G}{I_{Toplam}} = 68356 \times \frac{133650}{998930} = 9145.57 \text{ tcm}$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

$$M_{ek}^{G'} = M_{ek}^G + V_{ek} \times e = 9145.57 + 455.18 \times 30 = 22800.94 \text{ tcm}$$

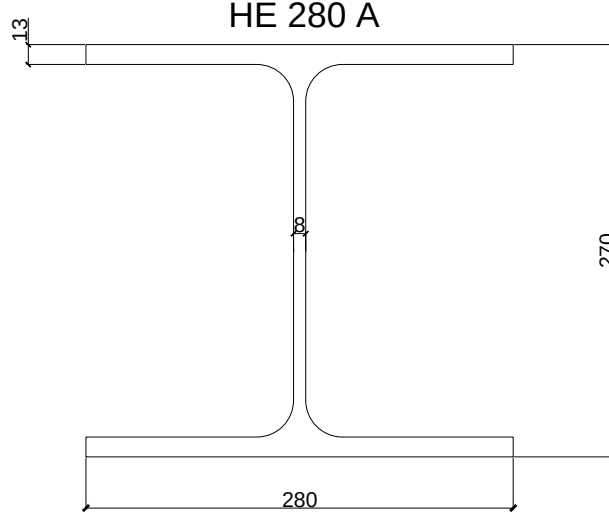
$$\sigma_K = \frac{M_{ek}^{G'}}{I_{Toplam}} \times \frac{h}{2} = \frac{22800.94}{998930} \times \frac{100}{2} = 1.14 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_K = \frac{V_{ek}}{2 \times a \times h'} = \frac{455.18}{2 \times 1.3 \times 90} = 2.00 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} = 2.31 \text{ t/cm}^2 \leq 7.7 \times 0.3 = 2.31 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.3.2 Ana Makas Üst Başlığının Boyutlandırılması

Makas üst başlıkları çekmeye çalışan elemanlardır. Ancak konsol ucundaki deplasmanı sınırlandırmak için uygulanan kablo elemanları, makas üst başlıklarında basınç kuvvetinin oluşmasına sebep olmuşlardır. Makas üst başlığı olarak HE 280 A profili kullanılmıştır.



Şekil 3.17: Ana Makas Üst Başlık Elemanı Kesit Görünüşü

Tablo 3.5 Ana Makas Üst Başlık Elemanının Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
HE 280 A	97.26	13670	4763	1013	340.2	11.86	7.00

Kesite gelen etkiler:

$$P= 42.18 \text{ t, } M_{xx}= 57.8 \text{ tcm (H Yüklemesi)}$$

Elemanın serbest boyu 8 m’dir.

$$\beta_{kx}=1.00 \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$\beta_{ky}=1.00 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$S_{kx}=S_{ky}=1 \times 8=8 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{800}{11.86} = 67.45 \quad \lambda_y = \frac{800}{7.00} = 114.29$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{\sigma_p}} = \frac{6483.4}{\sqrt{\sigma_a}} = 131.42$$

(St 37 için)

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ olduğundan} \quad n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{114.29}{131.42} \right) - 0.2 \times \left(\frac{114.29}{131.42} \right)^2 = 2.39$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \right] \times \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{114.29}{131.43} \right) \right] \times 2400}{2.39} = 567,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times (M_1/M_2) + 0.3 \times (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

M_1 ve M_2 aynı yönde ise oran pozitif, değilse negatiftir.

$$M_1 = -0,578 \text{ tcm} \quad M_2 = -0,378 \text{ tcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times (-0.578/-0.378) + 0.3 \times (-0.578/-0.378)^2 = 1.192 \leq 2.3$$

$$C_{my} = 0.85, C_{mx} = 0.85 \quad (\text{EK C})$$

$$L_c = \text{minimum} \left(\frac{20 \times b_f}{\sqrt{\sigma_a}}; \frac{1407 \times A_f}{d \times \sigma_a} \right)$$

$$L_c = \min(361.48; 790.35)$$

$$L_c = 361.48 \text{ cm}$$

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$L_b > L_c$ olduğundan σ_{Bx} aşağıdaki şekilde bulunur.

$$F_b = 28 \times 1.3 + \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{3} \times 24.4 \right) \times 0.8 = 39.65 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 1.3 \times \frac{28^3}{12} + \frac{1}{12} \times \left[\frac{1}{3} \times \frac{24.4}{2} \times 0.8^3 \right] = 2378.31 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{2378.31}{39.65}} = 7.74 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{i_y} = 103.36$$

$$\sqrt{\frac{7177 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{1}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ olduğundan}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (l/i_{yb})^2}{107666 \times C_b} \right] \times \sigma_a = \left[\frac{2}{3} - \frac{2.4 \times 103.36^2}{107666 \times 1.192} \right] \times 2400 = 1120.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.192}{800 \times 28 / 39.65} = 1846.75 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 \times \sigma_a = 0.6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{67.45^2} = 1822.18 \text{ kg/cm}^2$$

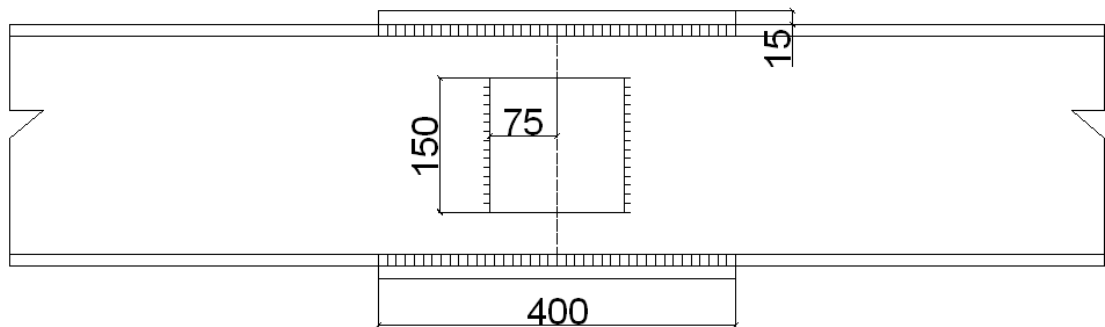
$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{42.18 \times 1000}{97.26} = 433.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{57800}{1013} = 57.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{433.68}{567.57} + \frac{0.85 \times 57.06}{\left(1 - \frac{433.68}{1822.18}\right) \times 1440} = 0.764 + 0.044 = 0.808 \leq 1 \quad \text{(Uygun)}$$

Ana Makas Üst Başlık Ek Hesabı:

Ek hesabı elemanın kapasitesine göre ve levhalı ek olarak yapılmıştır. Bu yaklaşımda eklenen başlık ve gövde levhalarının alanları profil başlık ve gövde levhalarından büyük seçilmiştir. Böylelikle ek levhalarının hesabına gerek kalmamış sadece bağlantı elemanları için hesap yapılmıştır. Kaynak elektrodu olarak E10016-D2 cinsi elektrod seçilmiştir. Kaynak metalinin çekme dayanımının %30'u kaynak emniyet gerilmesi olarak alınmıştır. Kaynak emniyet gerilmesi 2.1 t/cm²



Şekil 3.18: Ana Makas Üst Başlık Eki

$$t_{\text{başlık}} = 15 \text{ cm}$$

$$b_{\text{başlık}} = 30 \text{ cm}$$

$$F_{\text{ek}}^B = 1.5 \times 30 = 45 \text{ cm}^2 > F^B = 28 \times 1.3 = 36.4 \text{ cm}^2$$

$$t_{\text{ek}}^g = 0.60 \text{ cm} < 0.8 \times t_g = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ cm}$$

$$I_{\text{ek}}^B = 2 \times 1.5 \times 30 \times 14.25^2 = 18275.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{ek}}^G = 2 \times 0.6 \times \frac{15^3}{12} = 337.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Toplam}} = I_{\text{ek}}^B + I_{\text{ek}}^G = 18275.63 + 337.5 = 18613.13 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ek}} = W_p \times \sigma_a = 1112 \times 2.4 = 2668.80 \text{ tcm}$$

$$V_{\text{ek}} = 0.60 \times \sigma_a \times A_K = 0.60 \times 2.4 \times 0.8 \times 19.6 = 22.58 \text{ t}$$

Başlık Eki Kaynaklarında:

$$M_{\text{ek}}^B = M_{\text{ek}} \times \frac{I_{\text{ek}}^B}{I_{\text{Toplam}}} = 2668.80 \times \frac{18275.63}{18613.13} = 2620.41 \text{ tcm}$$

$$N = \frac{2620.41}{27} = 97.05 \text{ t}$$

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$\tau_K = \frac{N}{2 \times a \times l} = \frac{97.05}{2 \times 0.8 \times (40 - 2 \times 0.8)} = 1.58 \text{ t/cm}^2 < 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Gövde Eki Kaynaklarında:

$$M_{\text{ek}}^G = M_{\text{ek}} \times \frac{I_{\text{ek}}^G}{I_{\text{Toplam}}} = 2668.80 \times \frac{337.5}{18613.13} = 48.39 \text{ tcm}$$

$$e = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_{\text{ek}}^{G'} = M_{\text{ek}}^G + V_{\text{ek}} \times e = 48.39 + 22.58 \times 7.5 = 217.74 \text{ tcm}$$

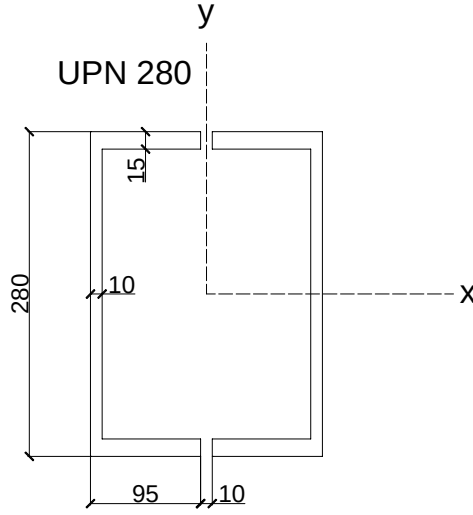
$$\sigma_K = \frac{M_{ek}^{G'}}{I_{Toplam}} \times \frac{h}{2} = \frac{217.74}{18613.13} \times \frac{28}{2} = 0.16 \text{ t/cm}^2 < 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau_K = \frac{V_{ek}}{2 \times a \times h} = \frac{22.58}{2 \times 0.8 \times (15 - 2 \times 0.8)} = 1.05 \text{ t/cm}^2 < 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} = 1.06 \text{ t/cm}^2 < 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.3.3 Ana Makas Diyagonallerinin Boyutlandırılması

Diyagonal elemanı olarak 2UNP280 kullanılmıştır. Bu elemanın en olumsuz durumunu oluşturan çekme ve basınç kombinasyonlarına göre hesabı verilecektir.



Şekil 3.19: Ana Makas Diyagonal Elemanı Kesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

P= 74.48 t (Çekme), P= 47.65 t (Basınç)

F=106.6 cm²

I_x=6280 cm⁴ I_y = 399 cm⁴

i_x=10.9 cm i_y=2.74 cm

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{74.48}{106.6} = 0.699 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

$$P = -47.65 \text{ t (H)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

$$L = 9.92 \text{ m}$$

Çok Parçalı Kesit Karakteristikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 6280 = 12560 \text{ cm}^4, i_{xx} = 10.90 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 399 + 2 \times 53.3 \times 7.47^2 = 6746.38 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{6746.38}{2 \times 53.3}} = 7.96 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad \text{(Burkulma boyu katsayıları)}$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 992 = 992 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{992}{10.9} = 91 \quad \lambda_y = \frac{992}{7.96} = 124.6$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases} \quad (3.45)$$

$$S_{kl} = 110.22 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{s_1}{i_{\min}} = \frac{110.22}{2.74} = 40.23 < 50$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{124.6^2 + 40.23^2} = 131.02$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 131.02 \text{ ise } \omega = 2.94$$

$$\sigma = \frac{2.94 \times 47.65}{2 \times 53.3} = 1.31 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad \text{(Uygun)}$$

Bağ Levhalarının Hesabı:

Çok parçalı basınç çubuklarında kullanılan bağlantı elemanları (bağ levhaları) hayali bir kesme kuvvetine göre hesaplandırılır. Basınç çubuğunun en kesitini oluşturan

parçaların arasındaki mesafe gözönünde tutularak hesaplanan bu kesme kuvvetine göre bağ levhaları boyutlandırılır.

$$e \leq 20 \times i_1 \text{ ise } Q_i = \frac{F \times \sigma_{\text{çem}}}{80} \quad (3.46)$$

$$e > 20 \times i_1 \text{ ise } Q_i = \left[1 + 0.05 \times \left(\frac{e}{i_1} - 20 \right) \right] \times \frac{F \times \sigma_{\text{çem}}}{80} \quad (3.47)$$

$$T = \frac{Q \times s_{kl}}{e} \quad (3.48)$$

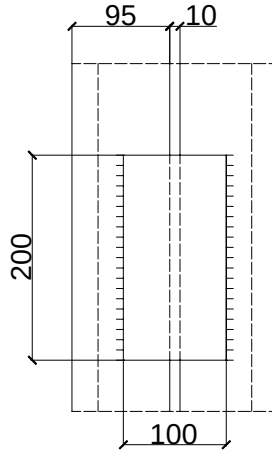
$$e_y = 20 - 2 \times 2.53 = 14.94 \text{ cm} < 20 \times 2.74 = 54.8 \text{ cm}$$

$$14.94 \leq 54.8 \text{ olduğundan } Q_i = \frac{2 \times 53.3 \times 1.4}{80} = 1.87 \text{ t}$$

$$T = \frac{1.87 \times 110.22}{14.94} = 13.76 \text{ t}$$

$$M = \frac{T}{2} \times \frac{c}{2} \quad (3.49)$$

$$M = \frac{T}{2} \times \frac{c}{2} = \frac{13.76}{2} \times \frac{10}{2} = 34.4 \text{ tcm}$$



Şekil 3.20: Diyagonal Bağ Levhası Teşkilî

$$t = 1 \text{ cm}, a_{\text{mak}} = 0.7 \times 1.5 = 1.05 \text{ cm}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

$$l = l' - 2 \times a, F_k = a \times (l' - 2 \times a), l' = 20 \text{ cm}$$

$$l = 20 - 2 \times 0.5 = 19 \text{ cm}$$

$$F_k = (20 - 2 \times 0.5) \times 0.5 = 9.5 \text{ cm}^2$$

$$W_k = \frac{0.5 \times 19^2}{6} = 30.08 \text{ cm}^3$$

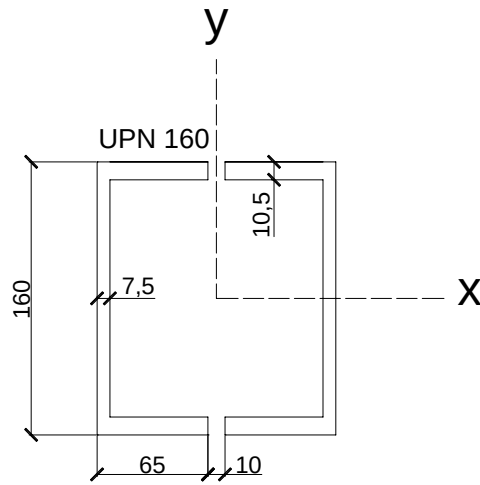
$$\tau_k = \frac{T_1/2}{F_k} = \tau_k = \frac{13.76/2}{9.5} = 0.72 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \sigma_k = \frac{34.41}{30.08} = 1.14 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{0.72^2 + 1.14^2} = 1.49 \text{ t/cm}^2 < 2.1 \text{ t/cm}^2$$

3.3.4 Ana Makas Dikmelerinin Boyutlandırılması

Ana makas dikmeleri çok parçalı basınç çubuğu olarak boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.21: Ana Makas Dikme Elemanı Kesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

$$P = -32.36 \text{ t} \quad (\text{H Yüklemesi})$$

$$F = 24 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 925 \text{ cm}^4 \quad I_y = 85.3 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 6.21 \text{ cm} \quad i_y = 1.89 \text{ cm}$$

$$L= 6.20 \text{ m}$$

Çok Parçalı Kesit Karakteristikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 925 = 1850 \text{ cm}^4, i_{xx} = 6.21 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 85.3 + 2 \times 24 \times 5.16^2 = 1448.63 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{1448.63}{2 \times 24}} = 5.49 \text{ cm}$$

$$S_{kx} = 620 \text{ cm}$$

$$S_{ky} = 400 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{620}{6.21} = 99.84 \quad \lambda_y = \frac{400}{5.49} = 74.01$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases}$$

$$S_{k1} = 90 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{s_1}{i_{\min}} = \frac{90}{1.89} = 47.62 < 50$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{74.01^2 + 47.62^2} = 88.00$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 99.84 \text{ ise } \omega = 1.90$$

$$\sigma = \frac{1.90 \times 32.36}{2 \times 24} = 1.28 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

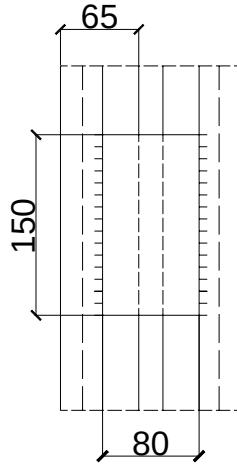
Bağ Levhalarının Hesabı:

$$e_y = 14 - 2 \times 1.84 = 10.32 \text{ cm} < 20 \times 1.89 = 37.8 \text{ cm}$$

$$10.32 \leq 37.8 \text{ olduğundan } Q_i = \frac{2 \times 24 \times 1.4}{80} = 0.84 \text{ t}$$

$$T = \frac{0.84 \times 90}{10.32} = 7.33 \text{ t}$$

$$M = \frac{T}{2} \times \frac{c}{2} = \frac{0.84}{2} \times \frac{8}{2} = 1.68 \text{ tcm}$$



Şekil 3.22: Ana Makas Dikme Bağ Levhası Teşkili

$$t=1 \text{ cm}, a_{\text{mak}} = 0.7 \times 0.75 = 0.53 \text{ cm}$$

$$a=3 \text{ mm}$$

$$l=l'-2 \times a, F_k=a \times (l'-2 \times a), l'=15 \text{ cm}$$

$$l=15-2 \times 0.3= 14.6 \text{ cm}$$

$$F_k=(15-2 \times 0.3) \times 0.3=4.32 \text{ cm}^2$$

$$W_k=\frac{0.3 \times 14.6^2}{6} = 10.37 \text{ cm}^3$$

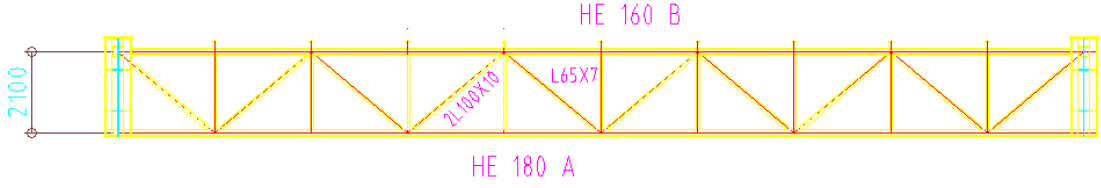
$$\tau_k=\frac{T_1/2}{F_k} = \tau_k=\frac{7.33/2}{4.32}=0.85 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_k=\frac{M}{W_k} = \sigma_k=\frac{1.68}{10.37}=0.16 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v=\sqrt{\sigma_k^2+\tau_k^2} = \sqrt{0.85^2+0.16^2}=0.93 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.4 Ön Eğim Kirişlerinin Boyutlandırılması

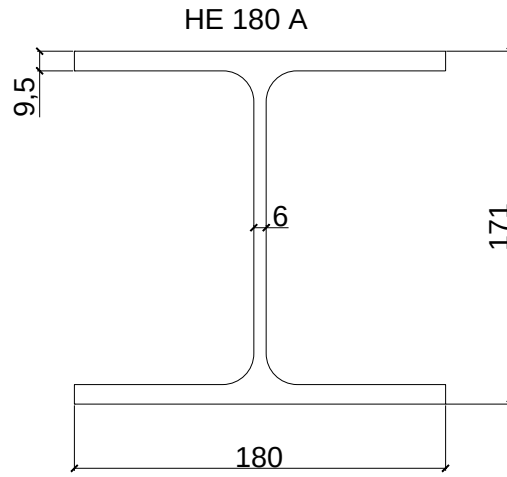
Kirişlerin açıklığı 25 m olup kafes kiriş şeklinde teşkil edilmişlerdir. Kafes kirişi oluşturan elemanların en olumsuz oluşturan kombinasyona göre hesapları verilecektir.



Şekil 3.23: Ön Eğim Kiriş Görünüşü

3.4.1 Ön Eğim Kafes Kiriş Alt Başlığının Boyutlandırılması

Kafes kiriş alt başlığı olarak HE 180 A seçilmiştir. Elemanın serbest boyu 5 m'dir.



Şekil 3.24: Kafes Kiriş Alt Başlık Kesit Görünüşü

Tablo 3.6 Kafes Kiriş Alt Başlık Elemanının Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyx(cm)
HE 180 A	45.25	2510	924.6	293.6	102.7	7.45	4.52

Kesite gelen etkiler:

$P = 15.25 \text{ t}$, $M_{xx} = 5.4 \text{ tcm}$ (HZ Yüklemesi)

$\beta_{kx} = 1.00$ (x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$\beta_{ky} = 1.00$ (y yönünde burkulma boyu katsayısı)

$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 5 = 5 \text{ m}$

$$\lambda_x = \frac{500}{7.45} = 67.11 \quad \lambda_y = \frac{500}{4.52} = 110.62$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{\sigma_p}} = \frac{6483.4}{\sqrt{\sigma_a}} = 131.42 \quad (\text{St 37 için})$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ olduğundan} \quad n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{110.62}{131.42} \right) - 0.2 \times \left(\frac{110.62}{131.42} \right)^2 = 2.37$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \right] \times \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{110.62}{131.43} \right) \right] \times 2400}{2.37} = 586.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 \quad (\text{Elemanın bir ucundaki moment değeri sıfır})$$

$$C_{mx} = 0.85 \quad (\text{EK C})$$

$$L_c = \text{minimum} \left(\frac{20 \times b_f}{\sqrt{\sigma_a}}; \frac{1407 \times A_f}{d \times \sigma_a} \right)$$

$$L_c = \min(232.38; 586.25)$$

$$L_c = 232.38 \text{ cm}$$

$$L_b = 500 \text{ cm}$$

$L_b > L_c$ olduğundan σ_{Bx} aşağıdaki şekilde bulunur.

$$F_b = 18 \times 0.95 + \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{3} \times 15.2 \right) \times 0.60 = 18.62 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 0.95 \times \frac{18^3}{12} + \frac{1}{12} \times \left[\frac{1}{3} \times \frac{15.2}{2} \times 0.6^3 \right] = 461.75 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{461.75}{18.62}} = 4.98 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{i_y} = 100.4$$

$$\sqrt{\frac{7177 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{l}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ olduğundan}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (l/i_{yb})^2}{107666 \times C_b} \right] \times \sigma_a = \left[\frac{2}{3} - \frac{2.4 \times 100.4^2}{107666 \times 1.75} \right] \times 2400 = 1291.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.75}{500 \times 17.1/18.62} = 3216.58 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 \times \sigma_a = 0.6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1}, \sigma_{Bx2}) = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

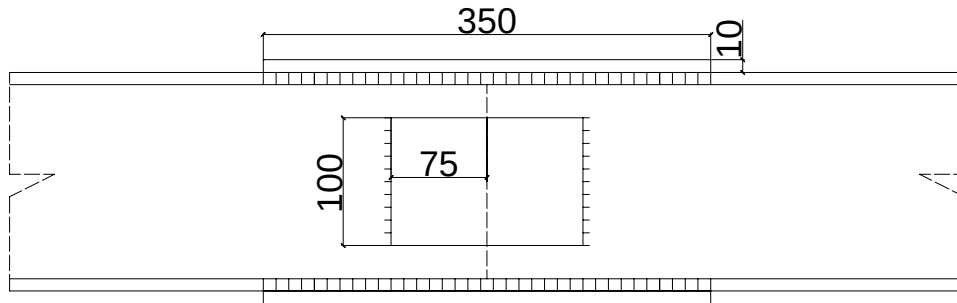
$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{67.11^2} = 1840.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{15.25 \times 1000}{45.25} = 337.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{5400}{293.6} = 18.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{337.02}{586.50} + \frac{0.85 \times 18.39}{\left(1 - \frac{337.02}{1840.69}\right) \times 1440} = 0.575 + 0.013 = 0.588 \leq 1 \quad (\text{Uygun})$$

Kafes Kiriş Alt Başlık Ek Hesabı:



Şekil 3.25: Ön Eğim Kafes Kiriş Alt Başlık Ek Detayı

$$t_{\text{başlık}} = 1 \text{ cm}$$

$$b_{\text{başlık}} = 20 \text{ cm}$$

$$F_{ek}^B = 1 \times 20 = 20 \text{ cm}^2 > F^B = 18 \times 0.85 = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$t_{ek}^g = 0.50 \text{ cm} \leq 0.8 \times t_g = 0.8 \times 0.6 = 0.50 \text{ cm}$$

$$I_{ek}^B = 2 \times 1 \times 20 \times 9.05^2 = 3276.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{ek}^G = 2 \times 0.5 \times \frac{10^3}{12} = 83.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{Toplam} = I_{ek}^B + I_{ek}^G = 3276.1 + 83.33 = 3359.43 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek} = W_p \times \sigma_a = 324.9 \times 2.4 = 779.76 \text{ tcm}$$

$$V_{ek} = 0.60 \times \sigma_a \times A_K = 0.60 \times 2.4 \times 0.6 \times 12.2 = 10.54 \text{ t}$$

Başlık Eki Kaynaklarında:

$$M_{ek}^B = M_{ek} \times \frac{I_{ek}^B}{I_{Toplam}} = 779.76 \times \frac{3276.1}{3359.43} = 760.42 \text{ tcm}$$

$$N = \frac{760.42}{17.1} = 44.47 \text{ t}$$

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$\tau_K = \frac{N}{2 \times a \times l'} = \frac{44.47}{2 \times 0.8 \times (35 - 2 \times 0.8)} = 0.83 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Gövde Eki Kaynaklarında:

$$M_{ek}^G = M_{ek} \times \frac{I_{ek}^G}{I_{Toplam}} = 779.76 \times \frac{83.33}{3359.43} = 19.34 \text{ tcm}$$

$$e = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_{ek}^{G'} = M_{ek}^G + V_{ek} \times e = 19.34 + 10.54 \times 7.5 = 98.40 \text{ tcm}$$

$$\sigma_K = \frac{M_{ek}^{G'}}{I_{Toplam}} \times \frac{h}{2} = \frac{98.40}{3359.43} \times \frac{17.1}{2} = 0.25 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

$$\tau_K = \frac{V_{ek}}{2 \times a \times h'} = \frac{10.54}{2 \times 0.8 \times (10 - 2 \times 0.8)} = 1.03 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

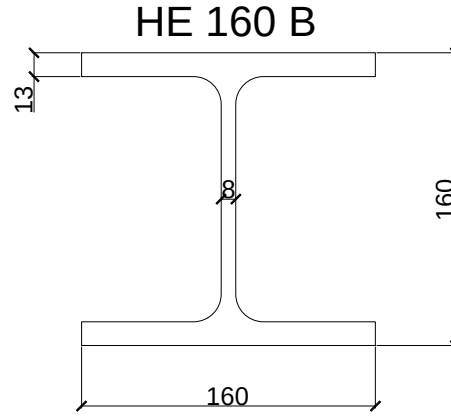
$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} = 1.06 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

3.4.2 Ön Eğim Kafes Kiriş Üst Başlığının Boyutlandırılması

Eleman basınç ve eğilmeye çalışan eleman olarak boyutlandırılacaktır. Elemanın burkulma boyu 2.5 m'dir.

Tablo 3.7 Kafes Kiriş Üst Başlık Elemanının Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
HE 160 B	54.25	2492	889.2	311.5	111.2	6.78	4.05



Şekil 3.26: Kafes Kiriş Üst Başlık Kesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

$$P = 41.17 \text{ t}, M_{xx} = 32 \text{ tcm}, M_{yy} = 10.3 \text{ tcm} \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\beta_{kx} = 1.00 \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$\beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 2.5 = 2.5 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{250}{6.78} = 36.87 \quad \lambda_y = \frac{250}{4.05} = 61.73$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{\sigma_p}} = \frac{6483.4}{\sqrt{\sigma_a}} = 131.42$$

(St 37 için)

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ olduğundan} \quad n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{61.73}{131.42} \right) - 0.2 \times \left(\frac{61.73}{131.42} \right)^2 = 2.01$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)\right] \times \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{61.73}{131.43}\right)\right] \times 2400}{2.01} = 913.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times (M_1/M_2) + 0.3 \times (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

M_1 ve M_2 aynı yönde ise oran pozitif, değilse negatiftir.

$$C_b = 1.43$$

$$L_c = \text{minimum} \left(\frac{20 \times b_f}{\sqrt{\sigma_a}}; \frac{1407 \times A_f}{d \times \sigma_a} \right)$$

$$L_c = \min(206.56; 762.13)$$

$$L_c = 206.56 \text{ cm}$$

$$L_b = 250 \text{ cm}$$

$L_b > L_c$ olduğundan σ_{Bx} aşağıdaki şekilde bulunur.

$$F_b = 16 \times 1.3 + \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{3} \times 13.4\right) \times 0.80 = 22.59 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 1.3 \times \frac{16^3}{12} + \frac{1}{12} \times \left[\frac{1}{3} \times \frac{13.4}{2} \times 0.8^3\right] = 443.83 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{443.83}{22.59}} = 4.43 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{i_y} = 56.43$$

$$\sqrt{\frac{7177 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{1}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ olduğundan}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (l/i_{yb})^2}{107666 \times C_b} \right] \times \sigma_a = \left[\frac{2}{3} - \frac{2.4 \times 56.43^2}{107666 \times 1.43} \right] \times 2400 = 1480.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.43}{250 \times 16 / 22.59} = 6816.08 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 \times \sigma_a = 0.6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

Çift simetri eksenli I ve H enkesitli olup, kompakt başlık levhalı olan elemanlarda zayıf ekseninde izin verilen eğilme sınır gerilmesi;

$$\sigma_{By} = 0.75 \times \sigma_a \quad (3.50)$$

$$\sigma_{By} = 0.75 \times \sigma_a = 0.75 \times 2400 = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{36.87^2} = 6098.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{61.73^2} = 2175.5 \text{ kg/cm}^2$$

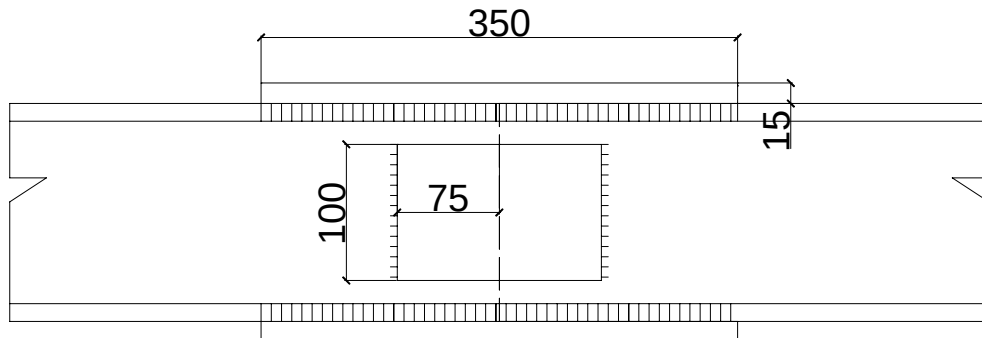
$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{41.17 \times 1000}{54.25} = 758.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{32 \times 1000}{311.5} = 102.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_{yy}}{W_y} = \frac{10.3 \times 1000}{111.2} = 92.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{758.89}{913.62} + \frac{0.85 \times 102.73}{\left(1 - \frac{758.89}{6098.3}\right) \times 1440} + \frac{0.85 \times 92.63}{\left(1 - \frac{758.89}{2175.5}\right) \times 1800} = 0.831 + 0.069 + 0.067 = 0.967 \leq 1$$

Kafes Kiriş Alt Başlık Ek Hesabı:



Şekil 3.27: Ön Eğim Kafes Kiriş Üst Başlık Ek Detayı

$$t_{başlık} = 1.5 \text{ cm}$$

$$b_{\text{başlık}} = 20 \text{ cm}$$

$$F_{\text{ek}}^B = 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm}^2 > F^B = 16 \times 1.3 = 20.8 \text{ cm}^2$$

$$t_{\text{ek}}^g = 0.60 \text{ cm} \leq 0.8 \times t_g = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ cm}$$

$$I_{\text{ek}}^B = 2 \times 1.5 \times 20 \times 8.75^2 = 4593.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{ek}}^G = 2 \times 0.6 \times \frac{10^3}{12} = 100 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Toplam}} = I_{\text{ek}}^B + I_{\text{ek}}^G = 4593.75 + 100 = 4693.75 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ek}} = W_p \times \sigma_a = 354 \times 2.4 = 849.60 \text{ tcm}$$

$$V_{\text{ek}} = 0.60 \times \sigma_a \times A_K = 0.60 \times 2.4 \times 0.8 \times 10.4 = 11.98 \text{ t}$$

Başlık Eki Kaynaklarında:

$$M_{\text{ek}}^B = M_{\text{ek}} \times \frac{I_{\text{ek}}^B}{I_{\text{Toplam}}} = 849.60 \times \frac{4593.73}{4693.75} = 831.50 \text{ tcm}$$

$$N = \frac{831.50}{16} = 51.97 \text{ t}$$

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$\tau_K = \frac{N}{2 \times a \times l'} = \frac{51.97}{2 \times 0.8 \times (35 - 2 \times 0.8)} = 0.97 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Gövde Eki Kaynaklarında:

$$M_{\text{ek}}^G = M_{\text{ek}} \times \frac{I_{\text{ek}}^G}{I_{\text{Toplam}}} = 849.60 \times \frac{100}{4693.75} = 18.10 \text{ tcm}$$

$$e = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_{\text{ek}}^{G'} = M_{\text{ek}}^G + V_{\text{ek}} \times e = 18.10 + 11.98 \times 7.5 = 107.96 \text{ tcm}$$

$$\sigma_K = \frac{M_{\text{ek}}^{G'}}{I_{\text{Toplam}}} \times \frac{h}{2} = \frac{107.96}{4693.75} \times \frac{16}{2} = 0.18 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

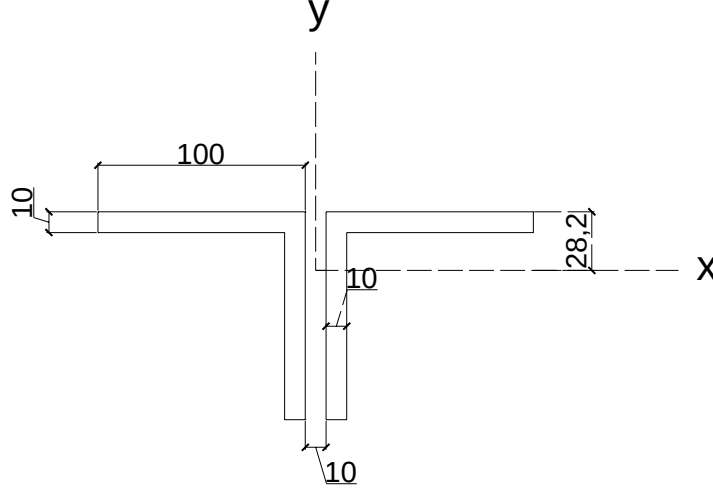
$$\tau_K = \frac{V_{\text{ek}}}{2 \times a \times h'} = \frac{11.98}{2 \times 0.8 \times (10 - 2 \times 0.8)} = 0.89 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} = 0.91 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

3.4.3 Ön Eğim Kafes Kiriş Diyagonallerinin Boyutlandırılması

Diyagonal olarak 2L100X100X10 kullanılmıştır. Eleman en olumsuz durumu oluşturan çekme ve basınç kombinasyonuna göre boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.28: 2L100X100X10 Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

P= 26,96 t (Çekme), P= 17.79 t (Basınç)

F=19.2 cm²

I_x=I_y=176.7 cm⁴

i_x=i_y=3.04 cm e_y=2.82 cm

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{26.96}{2 \times 19.2} = 0.701 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

P= -17.79 t (H)

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

L= 3.27 m

Çok Parçalı Kesit Karakteristikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 177 = 353.40 \text{ cm}^4, i_{xx} = 3.04 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 176.7 + 2 \times 19.2 \times 3.32^2 = 776.66 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{776.66}{2 \times 19.2}} = 4.50 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00$$

(Burkulma boyu katsayıları)

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 327 = 327 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{327}{3.04} = 107.57 \quad \lambda_y = \frac{327}{4.50} = 72.67$$

$\lambda_x > 100$ olduğu için $\lambda_1 \leq \lambda_x/2$ olmalıdır.

$$\lambda_1 = s_1/i_{\min} < \lambda_x/2 \quad \text{ise} \quad s_1 \leq (\lambda_x/2) \times i_{\min} \text{ olmalıdır.}$$

$$s_1 \leq (\lambda_x/2) \times i_{\min} = (107.57/2) \times 1.95 = 104.88$$

$$s_1 = \frac{327}{5} = 65.4 < 104.88$$

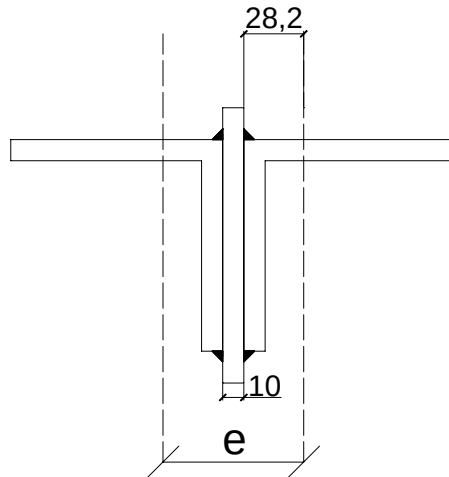
$$\lambda_{y1} = \sqrt{72.67^2 + 65.40^2} = 97.76$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 107.57 \text{ ise } \omega = 2.15$$

$$\sigma = \frac{2.15 \times 17.79}{2 \times 19.2} = 0.996 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

Bağ Levhalarının Hesabı:



Şekil 3.29: Bağ Levhalarının Kaynaklanma Şekli

$$e=2 \times e_1 + t = 2 \times 2.82 + 1 = 6.64 \text{ cm} < 20 \times i_{\min} = 20 \times 1.95 = 39 \text{ cm}$$

$$Q_i = \frac{F \times \sigma_{\text{emn}}}{80} = \frac{2 \times 19.2 \times 1.40}{80} = 0.67 \text{ t}$$

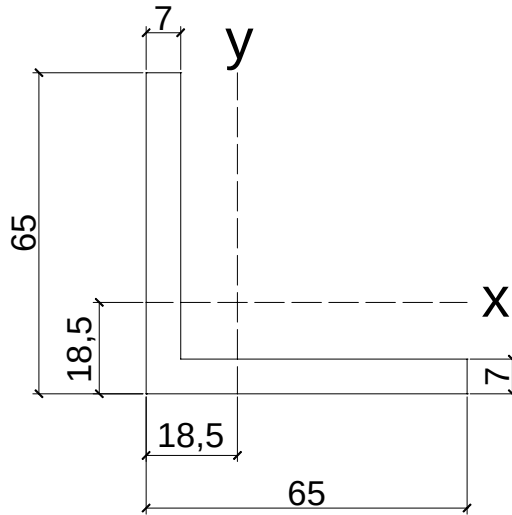
$$T = \frac{Q_i \times s_l}{e} = \frac{0.67 \times 65.4}{(6.64/2)} = 13.30 \text{ t}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

$$\tau_k = \frac{T}{2 \times a \times l} = \frac{13.30}{2 \times 0.5 \times (15 - 2 \times 0.5)} = 0.95 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.4.4 Ön Eğim Kafes Kiriş Dikmelerinin Boyutlandırılması

Diyagonal olarak L65X65X7 kullanılmıştır. Eleman en olumsuz durumu oluşturan çekme ve basınç kombinasyonuna göre boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.30: L65X65X7 Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

$$P = 1.55 \text{ t (Çekme)}, P = 2.43 \text{ t (Basınç)}$$

$$F = 8.70 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 33.40 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 1.96 \text{ cm} \quad e_y = 1.85 \text{ cm}$$

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{1.55}{8.70} = 0.18 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

$$P = -2.43 \text{ t (H)}$$

$$L = 2.10 \text{ m}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00$$

(Burkulma boyu katsayıları)

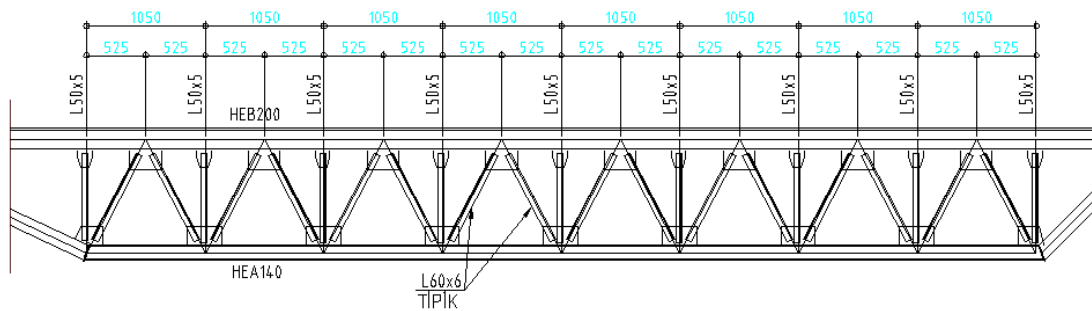
$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 210 = 210 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = \frac{S}{i_{\min}} = \frac{210}{1.26} = 166.67 \text{ ise } \omega = 4.84$$

$$\sigma = \frac{4.84 \times 2.43}{8.70} = 1.35 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad \text{(Uygun)}$$

3.5 Arka Eğim Kirişlerinin Boyutlandırılması

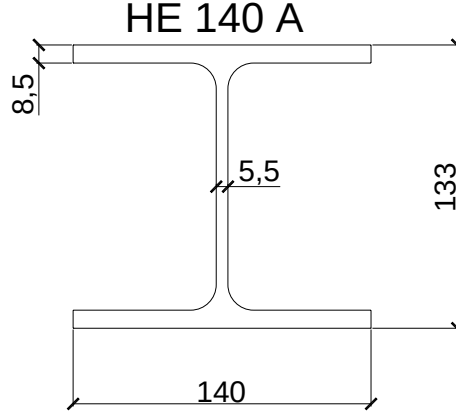
Kirişlerin açıklığı 12 m olup kafes kiriş şeklinde teşkil edilmişlerdir. Kafes kirişi oluşturan elemanların en olumsuz oluşturan kombinasyona göre hesapları verilecektir.



Şekil 3.31: Arka Eğim Kiriş Elemanları

3.5.1 Arka Eğim Kafes Kiriş Alt Başlığının Boyutlandırılması

Kafes kiriş alt başlığı olarak HE 140 A seçilmiştir. Elemanın serbest boyu 4.2 m’dir. Alt başlık hem basınç hemde çekme elemanı olarak boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.32: HE 140 A Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

P= 16.95t (Çekme), P= 7.67 t (Basınç)

Tablo 3.8 HE 140 A Elemanının Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
HE 140 A	31.42	1033	389.3	155.4	55.62	5.72	3.52

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{16.95}{31.42} = 0.54 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

P= -7.67t (H)

L= 4.20 m

S_{kx} = 105 cm

S_{ky} = 420 cm

$$\lambda_x = \frac{S_x}{i_x} = \frac{105}{5.72} = 18.36$$

$$\lambda_y = \frac{S_y}{i_y} = \frac{420}{3.52} = 119.32$$

$$\lambda_{\min} = \lambda_y = 119.32 \text{ ise } \omega = 2.51$$

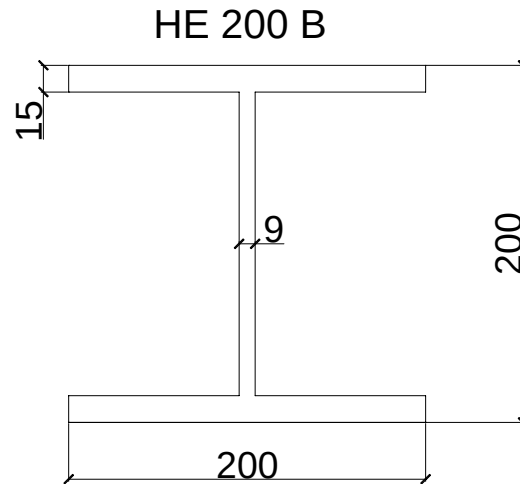
$$\sigma = \frac{2.51 \times 7.67}{31.42} = 0.61 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.5.2 Arka Eğim Kafes Kiriş Üst Başlığının Boyutlandırılması

Kafes kiriş alt başlığı olarak HE 200 B seçilmiştir. Alt başlık basınçta çalışan eleman olarak boyutlandırılmıştır.

Tablo 3.9 HE 200 B Elemanının Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
HE 200 B	78.08	5696	2003	569.6	200.3	8.54	5.07



Şekil 3.33: HE 200 B Elemanı Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

$$P = 62.49 \text{ t}, \quad M_{xx} = 102 \text{ tcm (HZ Yükleme)}$$

$$S_{kx} = 105 \text{ cm}$$

$$S_{ky} = 210 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{105}{8.54} = 12.30 \quad \lambda_y = \frac{210}{5.07} = 41.42$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{\sigma_p}} = \frac{6483.4}{\sqrt{\sigma_a}} = 131.42 \quad (\text{St 37 için})$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ olduğundan} \quad n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{41.42}{131.42} \right) - 0.2 \times \left(\frac{41.42}{131.42} \right)^2 = 1.86$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ ise } \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \right] \times \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{41.42}{131.43} \right) \right] \times 2400}{1.86} = 1087 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 \quad (\text{Elemanın bir ucundaki moment değeri sıfır})$$

$$C_{mx} = 0.85 \quad (\text{EK C})$$

$$L_c = \text{minimum} \left(\frac{20 \times b_f}{\sqrt{\sigma_a}}; \frac{1407 \times A_f}{d \times \sigma_a} \right)$$

$$L_c = \min(258.20; 879.38)$$

$$L_c = 258.20 \text{ cm}$$

$$L_b = 420 \text{ cm}$$

$L_b > L_c$ olduğundan σ_{Bx} aşağıdaki şekilde bulunur.

$$F_b = 20 \times 1.5 + \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{3} \times 18.8 \right) \times 0.90 = 32.82 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 1.5 \times \frac{20^3}{12} + \frac{1}{12} \times \left[\frac{1}{3} \times \frac{18.8}{2} \times 0.9^3 \right] = 1000.19 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{1000.19}{32.82}} = 5.52 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{i_y} = 76.09$$

$$\sqrt{\frac{7177 \times C_b}{\sigma_a}} \leq \frac{1}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ olduğundan}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (l/i_{yb})^2}{107666 \times C_b} \right] \times \sigma_a = \left[\frac{2}{3} - \frac{2.4 \times 76.09^2}{107666 \times 1.75} \right] \times 2400 = 1423 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.75}{420 \times 20 / 32.82} = 5770.85 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 \times \sigma_a = 0.6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2}=1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{41.42^2} = 4832.08 \text{ kg/cm}^2$$

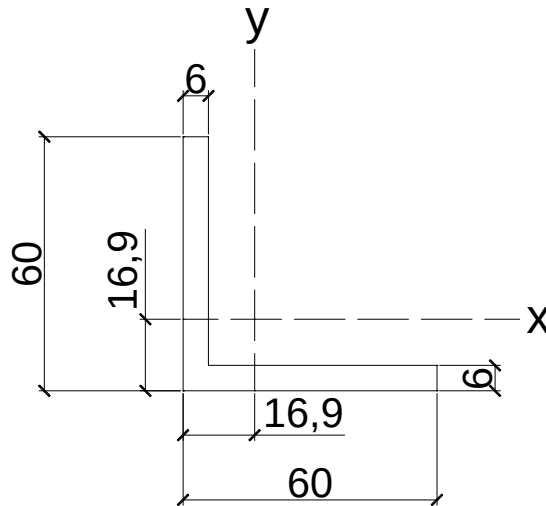
$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{62.49 \times 1000}{78.08} = 800.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{102000}{5696} = 17.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{800.33}{1087} + \frac{0.85 \times 17.91}{\left(1 - \frac{800.33}{4832.08}\right) \times 1440} = 0.736 + 0.013 = 0.749 \leq 1 \quad (\text{Uygun})$$

3.5.3 Arka Eğim Kafes Kiriş Diyagonallerinin Boyutlandırılması

Diyagonal olarak L60X60X6 kullanılmıştır. Eleman en olumsuz durumu oluşturan çekme ve basınç kombinasyonuna göre boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.34: L60X60X6 Elemanı Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

P= 2.67 t (Çekme), P= 3.33 t (Basınç)

$$F=6.91 \text{ cm}^2$$

$$I_x=I_y=22.80 \text{ cm}^4$$

$$i_x=i_y=1.82 \text{ cm} \quad e_y=1.69 \text{ cm}$$

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{2.67}{6.91} = 0.39 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

$$P= -3.33 \text{ t (H)}$$

$$L= 1.13 \text{ m}$$

$$\beta_{kx}=\beta_{ky} = 1.00$$

(Burkulma boyu katsayıları)

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 113 = 113 \text{ cm}$$

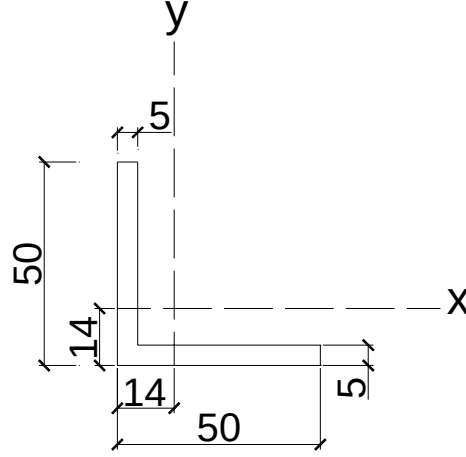
$$\lambda_{\max} = \frac{S}{i_{\min}} = \frac{113}{1.17} = 96.58 \text{ ise } \omega = 1.90$$

$$\sigma = \frac{1.90 \times 3.33}{6.91} = 0.92 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

3.5.4 Arka Eğim Kafes Kiriş Dikmelerinin Boyutlandırılması

Diyagonal olarak L60X60X6 kullanılmıştır. Eleman en olumsuz durumu oluşturan çekme ve basınç kombinasyonuna göre boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.35: L50X50X5 Elemanı Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

$P = 1.86 \text{ t}$ (Çekme), $P = 1.51 \text{ t}$ (Basınç)

$F = 4.80 \text{ cm}^2$

$I_x = I_y = 11.00 \text{ cm}^4$

$i_x = i_y = 1.51 \text{ cm}$ $e_y = 1.40 \text{ cm}$

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{1.86}{4.80} = 0.39 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

$P = -1.51 \text{ t (H)}$

$L = 1.00 \text{ m}$

$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00$

(Burkulma boyu katsayıları)

$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 100 = 100 \text{ cm}$

$$\lambda_{\max} = \frac{S}{i_{\min}} = \frac{100}{0.98} = 102 \text{ ise } \omega = 2.01$$

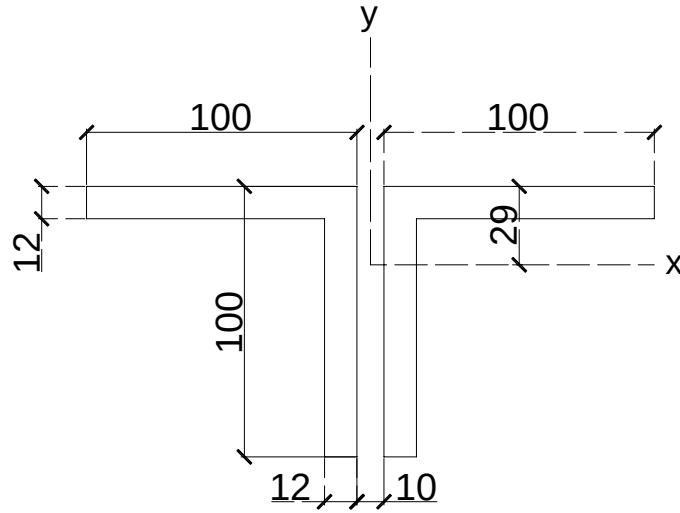
$$\sigma = \frac{2.01 \times 1.51}{4.80} = 0.63 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

3.6. Çatı Çaprazlarının Boyutlandırılması

Sistemde üç farklı tipte çatı çaprazı bulunmaktadır. Çaprazların hem çekmeye hemde basınçta çalıştığı kabul edilerek boyutlandırma yapılmıştır. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 uyarınca basınçta çalışan çatı ve düşey düzlem elemanlarının narinlik oranı $4.23 \times \sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır. Burdan da açıkça görüldüğü gibi boyutlandırmayı narinlik kontrol etmektedir. Bu nedenle çatı düzleminde yer alan çaprazların sadece narinlik üst sınırı gözönüne alınarak boyutlandırılması verilmiştir.

2L100X100X12 Elemanının Hesabı:



Şekil 3.36: 2L100X100X12 Elemanın Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

P= 15.35 t (Çekme), P= 33.59 t (Basınç)

F=22.71 cm²

I_x=I_y=206.7 cm⁴

i_x=i_y=3.02 cm e_y=2.90 cm

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{15.35}{2 \times 22.71} = 0.34 \text{ t/cm}^2 \leq 1.6 \text{ t/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

$$P = -33.59 \text{ t (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

Çok Parçalı Kesit Karakteristikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 206.7 = 413.4 \text{ cm}^4, i_{xx} = 3.02 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 206.7 + 2 \times 22.71 \times 3.40^2 = 938.46 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{938.46}{2 \times 22.71}} = 4.55 \text{ cm}$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 271 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{271}{3.02} = 89.74 \quad \lambda_y = \frac{271}{4.55} = 59.56$$

$\lambda_x < 100$ olduğu için $\lambda_1 \leq 50$ olmalıdır.

$$\lambda_1 = s_1 / i_{\min} \leq 50 \text{ ise } s_1 \leq 50 \times i_{\min} \text{ olmalıdır.}$$

$$s_1 \leq 50 \times i_{\min} = 50 \times 1.94 = 97$$

$$s_1 = \frac{271}{3} = 90 < 97$$

$$\lambda_1 = s_1 / i_{\min} = 90 / 1.94 = 46.4 \leq 50$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{59.56^2 + 46.40^2} = 75.50$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 107.57 \leq 4.23 \times \sqrt{E_s / \sigma_a} = 125.13 \quad \textbf{(Uygun)}$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 107.57 \text{ ise } \omega = 2.15$$

$$\sigma = \frac{2.07 \times 33.59}{2 \times 22.71} = 1.53 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Bağ Levhalarının Hesabı:

$$e = 2 \times e_1 + t = 2 \times 2.90 + 1 = 6.80 \text{ cm} < 20 \times i_{\min} = 20 \times 1.94 = 38.8 \text{ cm}$$

$$Q_i = \frac{F \times \sigma_{emn}}{80} = \frac{2 \times 22.71 \times 1.40}{80} = 0.79 \text{ t}$$

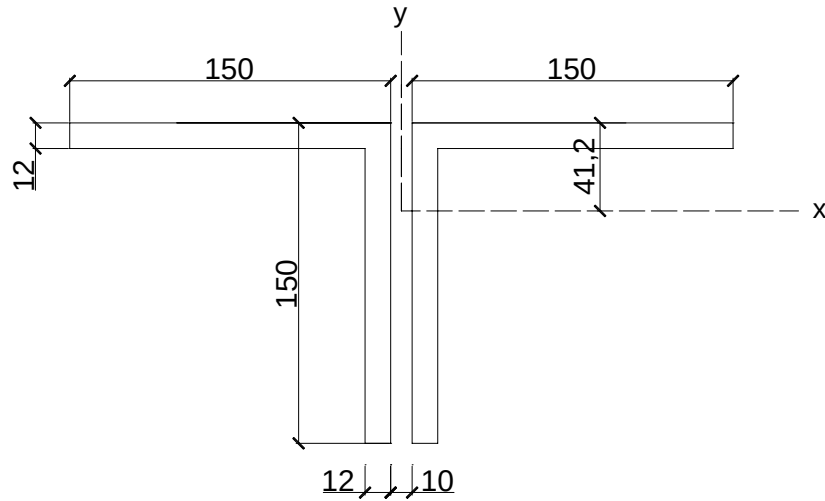
$$T = \frac{Q_i \times s_1}{e} = \frac{0.79 \times 90}{(6.80/2)} = 20.91 \text{ t}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

$$\tau_k = \frac{T}{2 \times a \times l} = \frac{20.91}{2 \times 0.5 \times (25 - 2 \times 0.5)} = 0.87 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

2L150X150X12 Elemanının Boyutlandırılması:



Şekil 3.37: 2L150X150X12 Elemanının Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

$$P = 33.56 \text{ t (Çekme)}, P = 36.18 \text{ t (Basınç)}$$

$$F = 34.83 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 736.9 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 4.60 \text{ cm} \quad e_y = 4.12 \text{ cm}$$

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{33.56}{2 \times 34.83} = 0.48 \text{ t/cm}^2 \leq 1.6 \text{ t/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

$$P = -36.18 \text{ t (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

Çok Parçalı Kesit Karakteristikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 736.9 = 1473.8 \text{ cm}^4, i_{xx} = 4.60 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 736.9 + 2 \times 34.83 \times 4.53^2 = 2449.29 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{2449.29}{2 \times 34.83}} = 5.93 \text{ cm}$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 472 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{472}{4.60} = 102.61 \quad \lambda_y = \frac{472}{5.93} = 79.60$$

$\lambda_x > 100$ olduğu için $\lambda_1 \leq \lambda_x/2$ olmalıdır.

$$\lambda_1 = s_1/i_{\min} < \lambda_x/2 \quad \text{ise} \quad s_1 \leq (\lambda_x/2) \times i_{\min} \text{ olmalıdır.}$$

$$s_1 \leq (\lambda_x/2) \times i_{\min} = (102.61/2) \times 2.94 = 150$$

$$s_1 = 135 < 150$$

$$\lambda_1 = s_1/i_{\min} = 135/2.94 = 46$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{46.00^2 + 79.60^2} = 91.92$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 102.61 \leq 4.23 \times \sqrt{E_s/\sigma_a} = 125.13 \quad \text{(Uygun)}$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 102.61 \text{ ise } \omega = 1.96$$

$$\sigma = \frac{1.96 \times 36.18}{2 \times 34.83} = 1.01 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \quad \text{(Uygun)}$$

Bağ Levhalarının Hesabı:

$$e = 2 \times e_1 + t = 2 \times 4.12 + 1 = 9.24 \text{ cm} < 20 \times i_{\min} = 20 \times 2.94 = 58.8 \text{ cm}$$

$$Q_i = \frac{F \times \sigma_{emn}}{80} = \frac{2 \times 34.83 \times 1.40}{80} = 1.22 \text{ t}$$

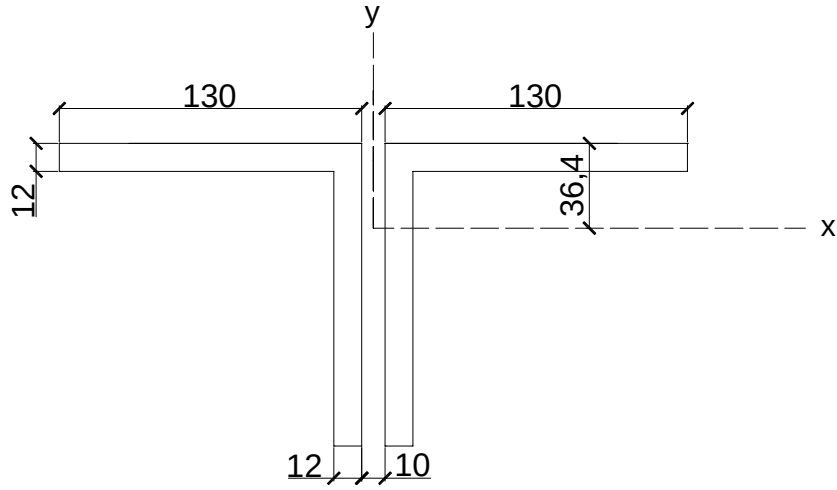
$$T = \frac{Q_i \times s_l}{e} = \frac{1.22 \times 135}{(9.24/2)} = 35.65 \text{ t}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

$$\tau_k = \frac{T}{2 \times a \times l} = \frac{35.65}{2 \times 0.5 \times (40 - 2 \times 0.5)} = 0.91 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

2L130X130X12 Elemanının Boyutlandırılması:



Şekil 3.38: 2L130X130X10 Elemanının Enkesit Görünüşü

Kesite gelen etkiler:

$$P = 8.70 \text{ t (Çekme)}, P = 12.16 \text{ t (Basınç)}$$

$$F = 30.00 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 472.2 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 3.97 \text{ cm} \quad e_y = 3.64 \text{ cm}$$

Çekme Durumunda:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{8.70}{2 \times 30} = 0.15 \text{ t/cm}^2 \leq 1.6 \text{ t/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Basınç Durumunda:

$$P = -12.16 \text{ t (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

Çok Parçalı Kesit Karakteristikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 472.2 = 944.40 \text{ cm}^4, i_{xx} = 3.97 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 472.2 + 2 \times 30.00 \times 4.14^2 = 1972.78 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{1972.78}{2 \times 30.00}} = 5.73 \text{ cm}$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 472 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{472}{3.97} = 118.89 \quad \lambda_y = \frac{472}{5.73} = 82.37$$

$\lambda_x > 100$ olduğu için $\lambda_1 \leq \lambda_x/2$ olmalıdır.

$$\lambda_1 = s_1/i_{\min} < \lambda_x/2 \text{ ise } s_1 \leq (\lambda_x/2) \times i_{\min} \text{ olmalıdır.}$$

$$s_1 \leq (\lambda_x/2) \times i_{\min} = (118.89/2) \times 2.54 = 150$$

$$s_1 = 135 < 150$$

$$\lambda_1 = s_1/i_{\min} = 135/2.54 = 53.15$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{53.15^2 + 82.37^2} = 98.03$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 118.89 \leq 4.23 \times \sqrt{E_s/\sigma_a} = 125.13 \quad \text{(Uygun)}$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 118.89 \text{ ise } \omega = 2.39$$

$$\sigma = \frac{2.39 \times 12.16}{2 \times 30.00} = 0.48 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \quad \text{(Uygun)}$$

Bağ Levhalarının Hesabı:

$$e = 2 \times e_1 + t = 2 \times 3.64 + 1 = 8.28 \text{ cm} < 20 \times i_{\min} = 20 \times 2.96 = 59.2 \text{ cm}$$

$$Q_i = \frac{F \times \sigma_{emn}}{80} = \frac{2 \times 30.00 \times 1.40}{80} = 1.05 \text{ t}$$

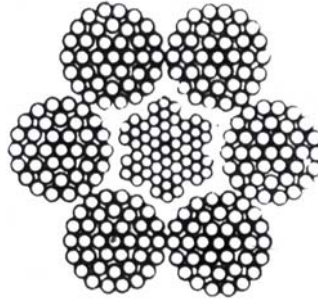
$$T = \frac{Q_i \times s_l}{e} = \frac{1.05 \times 135}{(8.28/2)} = 34.24 \text{ t}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

$$\tau_k = \frac{T}{2 \times a \times l} = \frac{34.24}{2 \times 0.5 \times (40 - 2 \times 0.5)} = 0.88 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

3.7 Kabloların Boyutlandırılması

Kablolar sadece çekmeye çalışan elemanlardır. Bu nedenle hesaplanana en büyük çekme kuvvetine göre kontrol edilirler. Üreticinin verdiği kopma değerleri bir güvenlik katsayısına bölünerek emniyetle taşınacak yük hesaplanır.



Şekil 3.39: Çelik Kabloların Yapısı

$$P = \frac{158.16}{4} = 39.54 \text{ t}$$

$$D = 5.0 \text{ cm}$$

(D, Kablo çapı)

$$n = 8$$

(Güvenlik Katsayısı)

$$P_{\text{Kablo}} = \frac{371.7}{8} = 46.46 \text{ t}$$

$$P_{\text{Kablo}} = 46.46 \text{ t} > P = 39.54 \text{ t}$$

(Uygun)

3.8 Yan Cephe Kolonlarının ve Kuşaklarının Boyutlandırılması

3.8.1 Yan Cephe Kuşaklarının Boyutlandırılması

Cephe kuşakları 4 m ara ile iki açıklıkta sürekli ve ortadan gergili kiriş olarak düzenlenmişlerdir. Ayrıca tüm kuşaklar aynı kesitte teşkil edileceğinden, boyutlandırmada yükleme açısından en elverişsiz kuşağın boyutlandırılması yeterli olacaktır.

- Cephe kuşakları düşeyde 3 m’de bir kullanılmıştır.

Düşey Yükler:

$$q_{\text{kaplama}} : 10 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{kuşak}} : 10.6 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{Toplam}} = q_{\text{kaplama}} \times h + q_{\text{kuşak}} = 10 \times 3 + 10.6 = 40.6 \text{ kg/m}$$

Yatay Yükler:

$$q_{\text{rüzgar}} : 0.8 \times 80 = 64 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{Toplam}} = q_{\text{rüzgar}} \times h = 64 \times 3 = 192 \text{ kg/m}$$

Gerilme Tahkiki:

Tablo 3.10: Cephe Kuşak Elemanının Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
UPN100	13.5	206	29.3	41.2	8.49	3.91	1.47

$$M_x = \frac{q_{\text{yatay}} \times l^2}{11} = \frac{0.192 \times 4^2}{11} = 0.279 \text{ tm}$$

$$M_y = \frac{q_{\text{düşey}} \times l^2}{11} = \frac{0.0406 \times 4^2}{11} = 0.059 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{27.9}{41.2} + \frac{5.6}{8.49} = 0.68 + 0.66 = 1.34 \text{ t/cm}^2 < 1.60 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Sehim Tahkiki:

$$[q]=\text{t/m} \quad [l]=\text{m} \quad [I]=\text{cm}^4 \quad [f]=\text{cm}$$

$$f = 2.48 \times \frac{q \times l^4}{I}$$

$$f_x = 2.48 \times \frac{q_x \times l^4}{I_x} = 2.48 \times \frac{0.192 \times 4^4}{206} = 0.59 \text{ cm}$$

$$f_y = 2.48 \times \frac{q_y \times l^4}{I_y} = 2.48 \times \frac{0.046 \times 4^4}{29.3} = 1 \text{ cm}$$

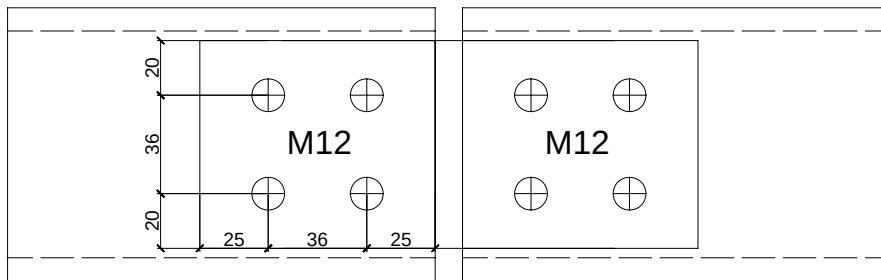
$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_{\max} \left(= \frac{l}{300} \right)$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0.59^2 + 1^2} = 1.16 \text{ cm} \leq 1.33 \text{ cm} = \frac{400}{300} \quad (\text{Uygun})$$

Kuşakların Ek Hesabı:

Kuşakların eki kolon aksından itibaren 1 metre mesafede yapılacaktır. Kuşakların eki, kesme kuvveti kapasitesine göre yapılmıştır.

$$T_{\max} = 7.17 \text{ t}$$



Şekil 3.40: Cephe Kuşakları Ek Hesabı

$$\tau_{sem} = 2.1 \text{ t/cm}^2, \sigma_{lem} = 4.2 \text{ t/cm}^2 \text{ (H 5.6 kalitesindeki bulonlar için)}$$

N_s = Mekanik emniyet kuvveti

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 2.1 = 2.38 \text{ t}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

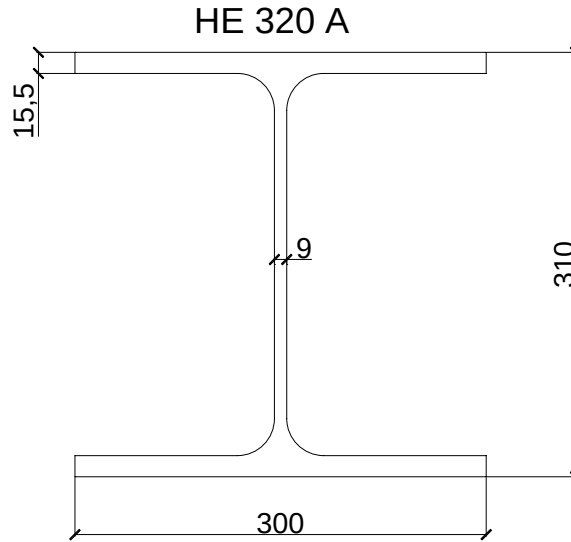
$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 1.2 \times 0.6 \times 4.2 = 3.02 \text{ t}$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 3.02 \text{ t}$$

$$\frac{7.17}{4} = 1.79 \text{ t} < 3.02 \text{ t} \text{ olduğu için 4 adet M12 uygun bulon ek için yeterlidir.}$$

3.8.2 Yan Cephe Kolonlarının Boyutlandırılması

Cephe kaplamasının taşıyıcısı olan cephe kolonları aynı zamanda rüzgar yüklerini çatıya ve temele iletmekle görevlidirler. Yan cephe kolonları aynı kesitte seçileceğinden boyutlandırmada yükleme açısından en elverişsiz kolonun hesabı yapılmıştır.



Şekil 3.41: Cephe Kolonu Enkesit Görünüşü

Tablo 3.11: Cephe Kolonunun Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
HE 320 A	124.4	22930	6985	1479	465.7	13.58	7.49

Düşey Yükler:

$$q_{\text{kaplama}} : 10 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{kuşak}} : 10.6 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{Kolon}} : 31.1 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{Toplam}} = q_{\text{kaplama}} \times h + q_{\text{kuşak}} + q_{\text{kolon}} = 10 \times 4 \times 17.1 + 10.6 \times 6 \times 4 + 17.1 \times 97.6 = 2.61 \text{ t}$$

Yatay Yükler:

$$q_{\text{rüzgar}} : 0.8 \times 80 = 64 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{Toplam}} = q_{\text{rüzgar}} \times h = 64 \times 4 = 256 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{q_{\text{yatay}} \times l^2}{8} = \frac{0.256 \times 17.1^2}{8} = 9.36 \text{ tm}$$

$$V = 2.19 \text{ t}$$

$$N = 2.61 \text{ t}$$

$$S_{kx} = 1710 \text{ cm} \quad S_{ky} = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{1710}{9.59} = 178 \quad \omega_x = 5.35$$

$$\sigma = \omega \times \frac{P}{A} + 0.9 \frac{M_x}{W_x} = 5.35 \times \frac{2.61}{124.4} + 0.9 \times \frac{936}{1479} = 0.68 \text{ t/cm}^2 \leq 1.6 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Sehim Kontrolü:

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{348} \times \frac{0.00256 \times (1710)^4}{2100 \times 22930} = 6.93 \text{ cm}$$

$$f = 6.93 \text{ cm} \leq \frac{L}{240} = 7.125 \text{ cm} \quad \textbf{(Uygun)}$$

Cephe Kolonu Ek Hesabı:

$$F^g = 27.9 \times 0.9 = 20.50 \text{ cm}^2$$

$$F^g_{\text{ek}} = 2 \times 1 \times 25 = 50 \text{ cm}^2$$

$$F^b = 1.55 \times 30 = 46.5 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}^2$$

$$F_n^g < F_{nek}^g, F_n^b < F_{nek}^b$$

(Uygun)

$$I_{ek}^B = 2 \times 2 \times 30 \times 16.5^2 = 32670 \text{ cm}^4$$

$$I_{ek}^G = 2 \times 1 \times \frac{25^3}{12} = 2604.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{Toplam} = I_{ek}^B + I_{ek}^G = 32670 + 2604.17 = 35274.17 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek} = W_p \times \sigma_a = 1479 \times 2.4 = 3907.20 \text{ tcm}$$

$$V_{ek} = 0.60 \times \sigma_a \times A_K = 0.60 \times 2.4 \times 0.9 \times 22.5 = 29.16 \text{ t}$$

Başlık Bulonlarının İrdelenmesi

$$\tau_{sem} = 2.4 \text{ t/cm}^2, \sigma_{lem} = 2.8 \text{ t/cm}^2 \quad \text{(SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)}$$

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 2.4 = 14.77 \text{ t}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2.8 \times 1.55 \times 4.8 = 12.15 \text{ t}$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 12.15 \text{ t}$$

$$n_{bulon} = \frac{116.73}{12.15} = 9.61 \text{ seçilen 10M28(SL)}$$

Gövde Bulonlarının İrdelenmesi:

$$\sum M_{ek}^g = M_{ek}^g + Q_{ek} \times a = 288.45 + 29.16 \times 10 = 580.05 \text{ t}$$

$$\sum r^2 = 4 \times (12.5^2 + 5^2) + 4 \times (7.5^2 + 5^2) = 1100 \text{ cm}^2$$

$$N_{1y}^M = \frac{x}{\sum r^2} \times \sum M_{ek}^g = \frac{5}{1100} \times 580.05 = 2.64 \text{ t}$$

$$N_{1x}^M = \frac{y}{\sum r^2} \times \sum M_{ek}^g = \frac{12.5}{1100} \times 580.05 = 6.6 \text{ t}$$

$$N_{ly}^Q = \frac{29.16}{10} = 2.92 \text{ t}$$

$$\sum N = (\sqrt{((N_{ly}^M) + (N_{ly}^Q))^2 + (N_{lx}^M)^2}) = \sqrt{((2.64 + 2.92))^2 + (5.83)^2}$$

$$\sum N = 7.64 \text{ t}$$

$$\tau_{sem} = 2.8 \text{ t/cm}^2, \sigma_{lem} = 4.8 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.0^2}{4} \times 2.8 = 17.59 \text{ t}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

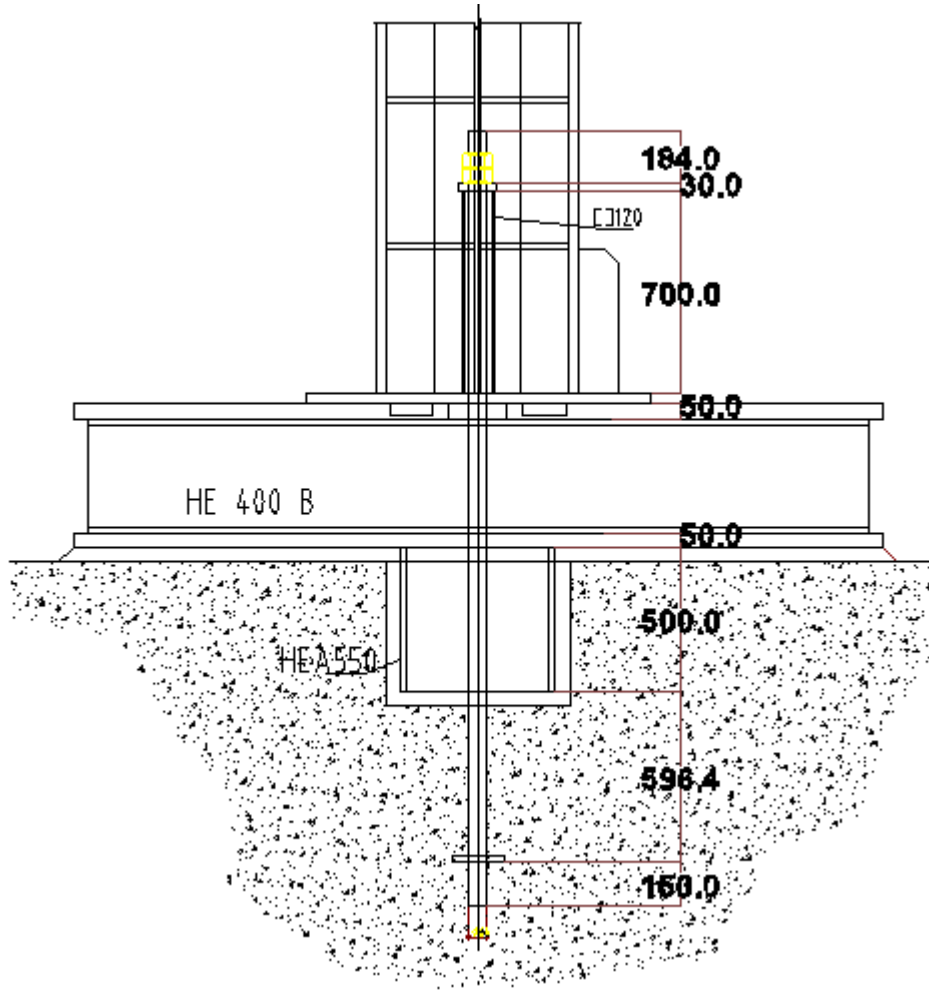
$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 0.9 \times 2.0 \times 4.8 = 8.64 \text{ t}$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 8.64 \text{ t}$$

8.64 t > 7.64 , 6 adet M20 (SLP) bulon seçilmesi uygundur.

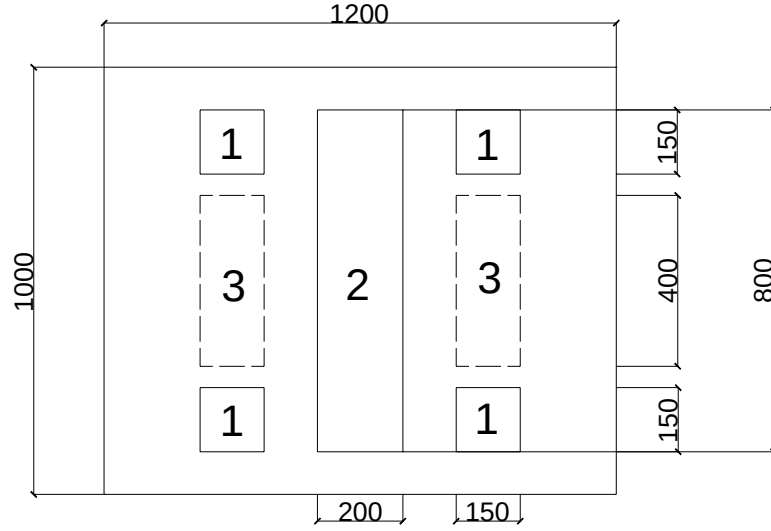
3.9 Kolon Ayağının Teşkili

Üst yapıdan gelen etkilerin güvenli bir şekilde temele aktarılabilmesi için, kolon ayağının hesap kabullerine uygun bir şekilde boyutlandırılması gerekmektedir. Şekil 3.40'da görüldüğü gibi ayaklar mafsallı olarak teşkil edilmişlerdir. Bu teşkilde temele kolondan gelen eksenel yük ile kesme kuvveti aktarılır. Kolon ayağında mafsallı durumunun gerçekleşebilmesi için, ayak yeterince dönebilmeli ve böylece ankastrelik momenti doğmamalıdır.



Şekil 3.42: Mafsallı Kolon Ayağı

Yukarıdaki teşkilde kolonun alt ucuna 50 mm kalınlığında bir levha kaynaklanmış, bu da üst yüzü silindirik işlenmiş olan bir merkezilik parçası üzerine oturtulmuştur. Kolonun merkezilik parçası üzerine kaymasını engellemek için, levhanın altına 4 adet, ayak profilinin üstüne de 2 adet tırnak parçası kaynaklanmıştır. Eksenel yük levhadan merkezilik parçasına bir çizgi boyunca geçtiğinden tam bir mafsallı durumu sağlanmış olur. Kuvvetin bu çizgiden itibaren, aşağıya ve yukarıya doğru 45^0 lik yayılışla geçtiği kabul edilir. Yatay kuvvetin temele aktarılması ayak profilinin alttan yerleştirilen kama ile yapılır.



Şekil 3.43: Tırnak Parçalarının Yerleşimi

Merkezilik parçası ile levha arasındaki temas gerilmes Herzt formülü ile hesaplanır.

$$\sigma_r = 0.418 \times \sqrt{\frac{P \times E}{l \times r}} \leq 6.5 \text{ t/cm}^2 \quad (3.51)$$

Kolon Ayağına Gelen Tesirler:

$$P=363.56 \text{ t} \quad H=86.56 \text{ t}$$

Merkezilik parçasını kolonun alt ucundaki taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki:

$$a=8 \text{ mm}$$

$$F_k = 2 \times a \times (40 + 80) = 2 \times 0.8 \times 120 = 192 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{V_k}{F_k} = \frac{363.56}{192} = 1.89 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{H_k}{F_k} = \frac{86.56}{192} = 0.45 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{1.89^2 + 0.45^2} = 1.94 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Yapının boyuna doğrultudaki kesme kuvvetlerinin aktarımı:

- [1] numaralı tırnak parçasını kolon alt ucundaki taban levhasına bağlayan kaynakların aktarabileceği kuvvet:

$$a=5 \text{ mm}$$

$$Q_{1K}=2 \times (15+15) \times a \times \tau_{kem}=2 \times 0.5 \times 30 \times 2.1=63 \text{ t}$$

- [1] numaralı tırnak parçasının [3] numaralı tırnak parçası ile oluşturdıkları temas yüzeyi ile aktarabilecekleri kuvvet:

$$Q_{1T}=A_T \times \sigma_{lem}=15 \times 4 \times 2.8=168 \text{ t}$$

- [3] numaralı tırnak parçasını alt taban levhasına birleştiren kaynak dikişlerinin aktarabileceği kuvvet:

$$a=5 \text{ mm}$$

$$Q_{3K}=2 \times (40+15) \times a \times \tau_{kem}=2 \times 55 \times 0.5 \times 2.1=154 \text{ t}$$

Emniyetle aktarılabilecek kuvvet:

$$Q_{em}=2 \times \{ \min(Q_{1K}; Q_{1T}; Q_{3K}) \} = 2 \times \{ \min(63; 168; 154) \} = 2 \times 63 = 128 \text{ t}$$

Yapının enine doğrultusunda kesme kuvvetlerinin aktarılması tahkiki:

- Merkezilik parçasını kolon alt ucundaki taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin aktarabileceği kuvvet:

$$a=5 \text{ mm}$$

$$Q_{2K}=2 \times (40+80) \times a \times \tau_{kem}=2 \times 120 \times 0.5 \times 2.1=252 \text{ t}$$

- [3] numaralı tırnak parçasının merkezilik parçası ile oluşturdıkları temas yüzeyi ile aktarabilecekleri kuvvet:

$$Q_{3T}=A_T \times \sigma_{lem}=40 \times 4 \times 2.8=448 \text{ t}$$

- [3] numaralı tırnak parçasını alt taban levhasına birleştiren kaynak dikişlerinin aktarabileceği kuvvet:

$$a=5 \text{ mm}$$

- $Q_{3K}=2\times(40+15)\times a\times\tau_{kem}=2\times55\times0.5\times2.1=154\text{ t}$

Emniyetle aktarılabacak kuvvet:

$$Q_{em}=2\times\{\min(Q_{2K};Q_{3T};Q_{3K})\}=2\times\{\min(252;440;154)\}=2\times154=308\text{ t}$$

Yukarıdaki hesaplardan da görüleceği üzere yapı üzerine etkiyen kesme kuvvetlerini güvenle taşıyabilmektedir.

- Herzt formülü ile temas gerilmesinin hesabı:

$$\sigma_T=0.418\times\sqrt{\frac{P\times E}{l\times r}}=0.418\times\sqrt{\frac{363.56\times2100}{80\times64}}=6.46 \leq 6.5\text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Temas çizgisinden itibaren 45° lik gerilme yayılımı kabulü ile:

- Kolon profili ucunda gerilme tahkiki:

$$f_1=2\times10\times1.7+306.4=340.4\text{ cm}^2$$

$$\sigma=\frac{P}{f_1}=\frac{363.56}{340.4}=1.07\text{ t/cm}^2 \leq 1.4\text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

- Ayak profili gövdesi üst tarafında gerilme:

Şekil 3.40 ile gösterilen tırnak parçalarının yerleştirilebilmesi için 3 adet ayak profili kullanılmıştır. Gelen aksenal yükün profillere eşit dağıldığı kabul edilerek hesap yapılmıştır.

$$f_2=2\times(5+2.4+2.7)+2\times14\times4=132.2\text{ cm}^2$$

$$\sigma=\frac{P}{f_2}=\frac{121.18}{132.2}=0.92\text{ t/cm}^2 \leq 1.4\text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

- Ayak profili gövdesinde bir takviye lamasına gelen kuvvet:

$$P_G=0.92\times14\times4=51.52\text{ t}$$

- Bu kuvveti ayak profili gövdesine aktaran dikişlerin tahkiki:

$$\tau_K=\frac{P_G}{2\times a\times l}=\frac{51.2}{2\times0.6\times(34-2\times0.6)}=1.31\text{ t/cm}^2 \leq 2.1\text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

- Taban gerilmesi tahkiki:

$$M=(86.56/3)\times 40=1154.13 \text{ tcm}$$

$$F_{\text{Taban}} = 100 \times 120 = 12000 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{Taban}} = \frac{100 \times 120^2}{6} = 240000 \text{ cm}^3$$

$$p = \frac{P}{F_{\text{Taban}}} \pm \frac{M}{W_{\text{Taban}}} = \frac{121.18 \times 1000}{12000} \pm \frac{1154.13 \times 1000}{240000} = 10.00 + 4.81 = 14.81 \text{ kg/cm}^2$$

Temel betonu B 300 olduğundan $p_{\text{em}} = 70 \text{ kg/cm}^2$ dir.

- Ayak profilin ortasında gerilme tahkikleri

Tablo 3.12: Ayak Profili Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	Sxx(cm)	s(cm)
HE 400 B	197.8	57680	10820	2884	721.3	1616	1.35

$$M = \frac{1154.13}{2} + \frac{1}{2} \times \frac{121.18 \times 60^2}{120} = 2394.77 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{2394.77}{2884} = 0.83 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2$$

$$\max \tau = \frac{Q \times S}{I_x \times s} = \frac{20 \times 1616}{57680 \times 1.35} = 0.415 \text{ t/cm}^2 \leq 0.90 \text{ t/cm}^2$$

$$S = 1616 - \frac{1.35 \times \left(\frac{40}{2} - 2.4 - 2.7 \right)^2}{2} = 1466.14 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{20 \times 1466.14}{57680 \times 1.35} = 0.38 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_x = \frac{2394.77}{57680} \times 14.9 = 0.62 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_y \times \sigma_x + 3 \times \tau^2}$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.62^2 + 1.05^2 - 0.62 \times 1.05 + 3 \times 0.38^2} = 1.11 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = 1.11 \leq 0.75 \times \sigma_f = 0.75 \times 2.4 = 1.8 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

- H=86.56 t luk yatay kuvveti temele aktarmak için ayak profilinin altına kaynaklanan kamanın tahkiki:

Seçilen profil HE 550 A

- Beton gerilmesi:

$$p' = \frac{86.56 \times 1000}{30 \times 50} = 57.71 \text{ kg/cm}^2 \leq 70 \text{ kg/cm}^2$$

(HE 550 A) nın başlık genişliği 30 cm dir.

- Profilde tahkik:

$$M = 0.05771 \times \frac{(50-5)^2}{2} = 58.43 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{58.43}{4146} = 0.014 \text{ t/cm}^2$$

- Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklar:

$$I_k = 2 \times 0.8 \times \frac{(40-2 \times 0.8)^3}{12} + 2 \times 0.8 \times 30 \times 27.4^2 = 43586.23 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2 \times 0.8 \times (40-2 \times 0.8) = 61.44 \text{ cm}^2$$

$$M = 86.56 \times 50 \times \frac{40+5}{2} = 2380.4 \text{ tcm}$$

$$\sigma_k = \frac{2380.4}{43586.23} \times 27.4 = 1.50 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{86.56}{61.44} = 1.42 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.50^2 + 1.42^2} = 2.07 \text{ t/cm}^2 \leq 2.10 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

- Çekme kuvvetinin aktarılması:

Kolonlarda Z=86.52 t luk çekme kuvveti bulunmaktadır. Bu kuvvet M46 çekme ankrajı vasıtasıyla temele aktarılmaktadır.

1 adet M46 bulonunun dış dibi alanı ile aktarabileceği maksimum kuvvet:

$$\max Z = \frac{\pi}{4} \times (0.86 \times d)^2 \times 10 = \frac{\pi}{4} \times (0.86 \times 4.6)^2 \times 4.5 = 55.31 \text{ t}$$

Bir bulona gelen kuvvet: 43.26 t

Ankraj profillerini kolona bağlayan kaynakların tahkiki:

e: 10 cm

$$F_K = 2 \times a \times L = 2 \times 1 \times (50 - 2 \times 1) = 96 \text{ cm}^2$$

$$M_K = P_{\text{ankraj}} \times e = 43.6 \times 10 = 436 \text{ tcm}$$

$$W_K = 2 \times \frac{a \times L^2}{6} = 2 \times \frac{1 \times (50 - 2 \times 1)^2}{6} = 768 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_K = \frac{M_K}{W_K} = \frac{436}{768} = 0.568 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_K = \frac{P}{F_K} = \frac{43.26}{98} = 0.441 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_h = \sqrt{0.568^2 + 0.441^2} = 0.719 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

- Yatay H kuvveti ile ayak profili altında oluşan çekme kuvvetinin aktarılması:

$$\max Z \times e = M - p \times \frac{l - c}{2} \text{ ise;}$$

$$e: 95 \text{ cm}, \frac{l - c}{2} = 45 \text{ cm ise}$$

$$\max Z = 77.43 \text{ t}$$

Ankraj bulonlarının tahkiki:

$$2 \text{ M } 30 (10.9) \quad F_K = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_Z = \frac{\max Z}{4 \times F_K} = \frac{77.43}{4 \times 5.23} = 3.70 \text{ t/cm}^2 \leq 4.5 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

3.10 Temel Hesabı

Sistemin temeli radye olarak seçilmiş, betonarme hesabıda TS500’de verilen kurallara göre yapılmıştır. Temelin modeli SAP2000 v9.3 ile kurulmuştur. Radye temelin statik ve betonarme hesabı yapının temeli ile birlikte düşünüldüğü model üzerinde yapılmıştır. Bu iş için plak kalınlığı 70 cm seçilmiştir. Maksimum zemin gerilmesinin zemin emniyet gerilmesini aşmamasına dikkat edilmiştir.

$$\sigma < \sigma_{zem}$$

Radye temel SAP2000 v9.3’de çökmeye karşı tanımlanan düşey yatak katsayıları ile tanımlı sonlu eleman ağı oluşturularak çözülmüştür. Sonlu eleman düğüm noktalarında tanımlanan çökmeye karşı yay sabiti değerleri, düşey yatak katsayısının ilgili sonlu elemanın etkili yük alanı ile çarpılmasından oluşan tekil yaylar şeklinde tanımlanmıştır. Radye temelin boyutlandırılmasında kullanılan zemin parametreleri aşağıda verilmiştir.

Zemin düşey yatak katsayısı $k_v=5000 \text{ t/m}^3$

Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_z=25 \text{ t/m}^2$

Zımbalama olayının ortaya çıkmaması ve bu bölgede güvenli olarak kuvvet geçişinin oluşması için kesme kuvveti kapasitesinin iletilmesi gereken kuvvetten daha büyük olması gerekir.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (3.52)$$

Zımbalama dayanımı, zımbalama yüzeyi alanının beton çekme dayanımı ile çarpılmasından bulunmuştur.

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d \quad (3.53)$$

V_{pr} : Zımbalama dayanımı

V_{pd} : Tasarım Zımbalama kuvveti

γ : Eğilme etkisini yansıtan katsayı

f_{ctd} : Beton hesap çekme dayanımı

u_p : Zımbalama çevresi

d : Kesit yüksekliği

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x + b_y}}} \quad (3.54)$$

$$e = 0.4 \times \frac{M}{N} \quad (3.55)$$

$$b = b + d_t \quad (3.56)$$

Radye temelde oluşan en büyük çökme 0.00509 m olarak hesaplanmıştır.

$\sigma_{zemin} = k_v$ (düşey yatak katsayısı) x maksimum çökme miktarı

$$\sigma_{zemin} = 5000 \times 0,00509 = 25.45 \text{ t/m}^2 \leq 1,5. \sigma_z \text{ (zemin emniyet gerilmesi)}$$

$$\sigma_{zemin} = 25.45/\text{m}^2 \leq 37.5 \text{ t/m}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Yapılan hesaplar sonucu zemin emniyet gerilmesi radye temelin hiçbir noktasında aşılmamıştır.

Donatı alanlarının hesabı:

$$A_{smin} = 0.002 \times b_w \times d_1 \quad (3.57)$$

b_w : Elemanın eğilme genişliği

d_1 : Kesit yüksekliğinden pas payı düşülmüş boy

Kesit yükseklikliği için gereken min. Donatıların hesaplanması:

$$A_{smin} = 0.002 \times 100 \times (70-5) = 13.00 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{b_w \times (d_t^2)}{M} \quad (3.58)$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d_t} \quad (3.59)$$

1-1 doğrultusunda donatı hesabı:

$$M_{11} = 79.25 \text{ tm/m}$$

$$K = \frac{1 \times 0.65^2}{79.25} = 0.00534 \Rightarrow k_s = 2.80$$

$$A_{s11} = \frac{2.80 \times 79.25}{0.65} = 34.1 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı ek donatı: $\phi 22/10$

2-2 doğrultusunda donatı hesabı:

$$M_{11} = 49.40 \text{ tm/m}$$

$$K = \frac{1 \times 0.65^2}{49.40} = 0.00855 \Rightarrow k_s = 2.81$$

$$A_{s11} = \frac{2.81 \times 49.40}{0.65} = 21.3 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı ek donatı: $\phi 20/10$

Zımbalama Kontrolü:

$$V_{pd} = 182.91 \text{ t}$$

$$e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.2 = 0.0375 \text{ m}$$

$$b_x = 120 + 65 = 185 \text{ cm}$$

$$b_y = 100 + 65 = 165 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{0.0375 + 0.0375}{\sqrt{1.85 \times 1.65}}} = 0.835$$

$$u_p = 2 \times (1.85 + 1.65) = 7.00 \text{ m}$$

$$V_{pr} = 0.835 \times 125 \times 7.00 \times 0.65 = 474.91 \text{ t}$$

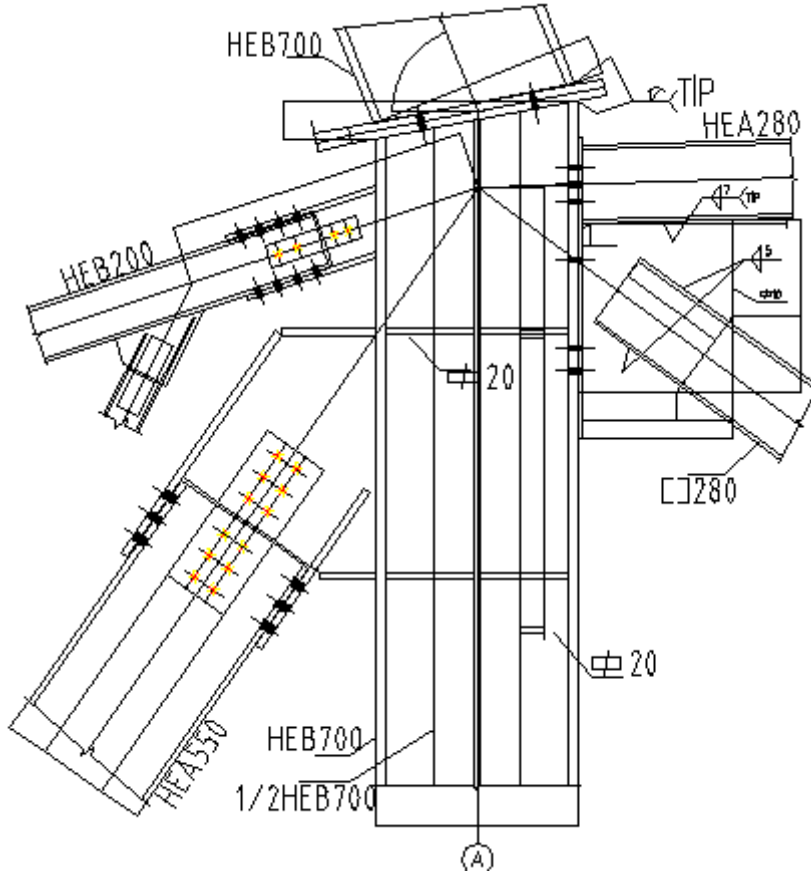
$$V_{pr} > V_{pd}$$

(Uygun)

4. DÜĞÜM NOKTALARININ HESABI

Bu bölümde elemanların birleşimlerinin hesabı verilmiştir.

4.1 1 Numaralı Düğüm Noktasının Detayı



Şekil 4.1: 1 No'lu Düğüm Detayı

1 No'lu düğüm noktasına şekil 4.1'de görülen taşıyıcı elemanlar bağlanmaktadır. Bu düğüm noktasında kolona bağlanan tüm elemanların birleşimi mafsallı olarak teşkil edilmişlerdir. Mafsallı teşkil alın levhalı olarak yapılmıştır. Bu teşkilde elemana etkiyen kesme kuvveti alın levhasını profile birleştiren köşe kaynaklar ile aktarılmaktadır. Bu dikişlerden yalnız gövdedeki dikişler dikkate alınır. Bulonlar ise elemana etkiyen en büyük çekme kuvvetine göre belirlenir.

- Ana makas üst başlık-Kolon Birleşimi:

$$V=1.2 \text{ t} \quad N=33.94 \text{ t (Çekme)} \quad t_{levha}=10 \text{ mm}$$

Bulonların tahkiki:

$$d_{\max} = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 \quad (4.1)$$

$d_{\max}$: Kullanılabilecek en büyük bulon çapı

$$t_{\min} = \min(t_{levha}; t_{bkolon}) = \min(10; 32) = 10 \text{ mm}$$

$$d_{\max} = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1} - 0.2 = 2.04 \text{ cm} \quad \text{Seçilen bulon M20(SL tipi H10.9)}$$

$$\tau_{\text{sem}} = 2.4 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{\text{lem}} = 2.8 \text{ t/cm}^2$$

Bir bulonun dişdibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti:

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{\text{sem}}$$

$$N_{\text{lem}} = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}}$$

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\pi \times (0.86 \times 2)^2}{4} \times 2.4 = 5.58 \text{ t}$$

$$N_{\text{lem}} = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2 \times 1 \times 2.8 = 5.6 \text{ t}$$

$$N_{\text{em}} = \min(N_s; N_{\text{lem}}) = 5.58 \text{ t}$$

$$n_{\text{bulon}} = \frac{N_{\max}}{N_{\text{em}}} = \frac{33.94}{5.58} = 6.1 \quad \text{Seçilen 8M20 (SL)}$$

Kaynakların tahkiki:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} \quad (4.2)$$

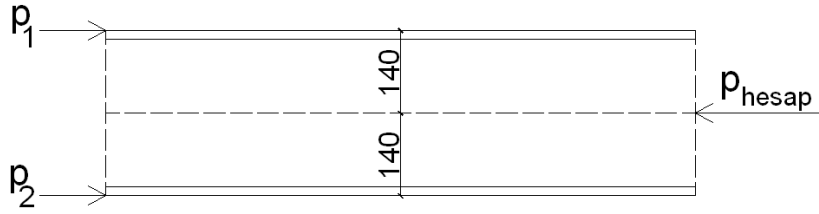
$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times h} \leq \tau_{\text{em}} \quad (4.3)$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.7 \times 10 = 7 \quad a = 5 \text{ mm}$$

$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times h} = \frac{1.2}{2 \times 0.5 \times 10} = 0.12 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

- Ana makas diyagonal-Kolon Birleşimi:

$$N=72.53 \text{ t}$$



Şekil 4.2: Ana Makas Diyagonal Kaynak Kuvvetleri

$$P_1=P_2=\frac{P_{\text{hesap}}}{2}=\frac{72.53}{2}=36.27 \text{ t}$$

$$t_w=10 \text{ mm}, t_f=15 \text{ mm}, t_{\text{levha}}=10 \text{ mm} \text{ ise } t_{\min}=10 \text{ mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.7 \times 10=7 \quad a=6 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau=\frac{Q}{2 \times a \times L_K}=\frac{36.27}{2 \times 0.6 \times L_K}=1.1 \text{ ise } L_K=27.48 \text{ cm} \text{ Seçilen } L_K=30 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_K \leq 60 \times a \quad (4.4)$$

$$15 \times 0.6=9 \text{ cm} \leq 30 \leq 60 \times 0.6=36 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

- Üst kolon-Kolon Birleşimi:

$$N=33.20 \text{ t (Çekme)} \quad t_{\text{levha}}=30 \text{ mm}$$

Bulonların tahkiki:

$$d_{\max}=\sqrt{5 \times t_{\min}}-0.2=\sqrt{5 \times 3}-0.2=3.67 \text{ cm} \quad \text{Seçilen bulon M20(SL tipi H10.9)}$$

$$\tau_{\text{sem}}=2.4 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{\text{lem}}=2.8 \text{ t/cm}^2$$

Bir bulonun dışdibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti:

$$N_s=\frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{\text{sem}}$$

$$N_{\text{lem}}=d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}}$$

$$N_s=\frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{\text{sem}}=\frac{\pi \times (0.86 \times 2)^2}{4} \times 2.4=5.58 \text{ t}$$

$$N_{\text{lem}}=d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}}=2 \times 1 \times 2.8=5.6 \text{ t}$$

$$N_{em} = \min(N_s; N_{lem}) = 5.58 \text{ t}$$

$$n_{bulon} = \frac{N_{max}}{N_{em}} = \frac{33.20}{5.58} = 5.95 \quad \text{Seçilen 8M20 (SL)}$$

- Arka kiriş st başlık-Kolon Birleşimi:

$$N = 56.54 \text{ t (ekme)} \quad t_{levha} = 20 \text{ mm}$$

Bulonların tahkiki:

$$d_{max} = \sqrt{5 \times t_{min}} - 0.2$$

$$t_{min} = \min(t_{levha}; t_{bkolon}) = \min(15; 32) = 20 \text{ mm}$$

$$d_{max} = \sqrt{5 \times t_{min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 20} - 0.2 = 2.54 \text{ cm} \quad \text{Seçilen bulon M22 (SL tipi H10.9)}$$

$$\tau_{sem} = 2.4 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{lem} = 2.8 \text{ t/cm}^2$$

Bir bulunun dişdibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum ekme kuvveti:

Başlıktaki bulonlar için;

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{sem}$$

$$N_{lem} = d \times t_{min} \times \sigma_{lem}$$

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times (0.86 \times 2.2)^2}{4} \times 2.4 = 6.75 \text{ t}$$

$$N_{lem} = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2.2 \times 1.5 \times 2.8 = 8.4 \text{ t}$$

$$N_{em} = \min(N_s; N_{lem}) = 6.75 \text{ t}$$

Gvdedeki bulonlar için;

$$t_{min} = \min(t_{levha}; t_{gkolon}) = \min(20; 9) = 9 \text{ mm}$$

$$d_{max} = \sqrt{5 \times t_{min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 9} - 0.2 = 1.92 \text{ cm} \quad \text{Seçilen bulon M16 (SL tipi H10.9)}$$

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{sem}$$

$$N_{lem} = d \times t_{min} \times \sigma_{lem}$$

$$N_s = 2 \times \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 1.6)^2}{4} \times 2.4 = 7.14 \text{ t}$$

$$N_{lem} = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2 \times 1.6 \times 0.9 \times 2.8 = 8.06 \text{ t}$$

$$N_{em} = \min(N_s; N_{lem}) = 7.14 \text{ t}$$

$$F_b = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 78.08 - 2 \times 30 = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$N_b = 56.54 \times \frac{30}{78.08} = 21.72 \text{ t}$$

$$N_g = 56.54 \times \frac{18.08}{78.08} = 13.09 \text{ t}$$

Başığa 4, gövdeye 2 adet bulon konulması halinde;

$$N_{pb} = 4 \times 6.75 = 27 \geq 21.72 \text{ t}$$

(Uygun)

$$N_{pg} = 2 \times 7.14 = 14.28 \text{ t} \geq 13.09 \text{ t}$$

(Uygun)

Guse levhasındaki kaynakların kontrolü:

$$P \times \sin \alpha = 56.54 \times \frac{4}{12.64} = 17.89 \text{ t}$$

$$P \times \cos \alpha = 56.54 \times \frac{12}{12.64} = 53.68 \text{ t}$$

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$F_k = 2 \times 0.8 \times (50 - 2 \times 0.8) = 77.44 \text{ t}$$

$$\tau_k = \frac{P \times \sin \alpha}{F_k} = \frac{17.89}{77.44} = 0.23 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{P \times \cos \alpha}{F_k} = \frac{53.68}{77.44} = 0.693 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.23^2 + 0.693^2} = 0.730 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2$$

(Uygun)

Flanş levhası kontrolü;

$$P = \frac{56.54 - 2 \times 7.14}{2} = 21.13 \text{ t}$$

Seçilen flanş levhası 20x2 boyutlarındadır.

$$F_{\text{net}} = 2 \times 20 - 2 \times 2.2 \times 2 = 31.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{net}}} = \frac{21.13}{31.2} = 0.677 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

Flanş levhasındaki kaynakların kontrolü;

$$a = 8 \text{ mm } L = 15 \text{ cm}$$

$$\tau_k = \frac{21.13}{2 \times 0.8 \times (15 - 2 \times 0.8)} = 0.986 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad \textbf{(Uygun)}$$

- Eğik kolon-Kolon Birleşimi:

$$N = 147.49 \text{ t (Çekme)} \quad t_{\text{levha}} = 30 \text{ mm}$$

Bulonların tahkiki:

$$d_{\text{max}} = \sqrt{5 \times t_{\text{min}}} - 0.2$$

$$t_{\text{min}} = \min(t_{\text{levha}}; t_{\text{bkolon}}) = \min(30; 32) = 30 \text{ mm}$$

$$d_{\text{max}} = \sqrt{5 \times t_{\text{min}}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 30} - 0.2 = 3.26 \text{ cm} \quad \text{Seçilen bulon M30 (SL tipi H10.9)}$$

$$\tau_{\text{sem}} = 2.4 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{\text{lem}} = 2.8 \text{ t/cm}^2$$

Bir bulonun dişdibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti:

Başlıktaki bulonlar için;

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{\text{sem}}$$

$$N_{\text{lem}} = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}}$$

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\pi \times (0.86 \times 3)^2}{4} \times 2.4 = 12.55 \text{ t}$$

$$N_{\text{lem}} = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}} = 3 \times 2.4 \times 2.8 = 20.16 \text{ t}$$

$$N_{\text{em}} = \min(N_s; N_{\text{lem}}) = 12.55 \text{ t}$$

Gövdedeki bulonlar için;

Seçilen bulon M20 (SL tipi H10.9)

$$N_s = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{sem}$$

$$N_{lem} = d \times t_{min} \times \sigma_{lem}$$

$$N_s = 2 \times \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 2)^2}{4} \times 2.4 = 11.15 \text{ t}$$

$$N_{lem} = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2 \times 2 \times 1.25 \times 2.8 = 14 \text{ t}$$

$$N_{em} = \min(N_s; N_{lem}) = 11.15 \text{ t}$$

$$F_b = 30 \times 2.4 = 72 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 211.8 - 2 \times 72 = 67.8 \text{ cm}^2$$

$$N_b = 147.49 \times \frac{67.8}{211.8} = 50.14 \text{ t}$$

$$N_g = 147.49 \times \frac{67.8}{78.08} = 47.21 \text{ t}$$

Başlığa 6, gövdeye 6 adet bulon konulması halinde;

$$N_{pb} = 6 \times 12.55 = 75.3 \geq 50.14 \text{ t}$$

(Uygun)

$$N_{pg} = 6 \times 11.15 = 66.9 \text{ t} \geq 47.21 \text{ t}$$

(Uygun)

Guse levhasındaki kaynakların kontrolü:

$$P \times \sin \alpha = 147.49 \times \frac{11}{19.33} = 83.93 \text{ t}$$

$$P \times \cos \alpha = 147.49 \times \frac{15.90}{19.33} = 121.32 \text{ t}$$

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$F_k = 2 \times 0.8 \times (70 - 2 \times 0.8) = 109.44 \text{ t}$$

$$\tau_k = \frac{P \times \cos \alpha}{F_k} = \frac{83.93}{109.44} = 0.767 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{P \times \sin \alpha}{F_k} = \frac{121.32}{109.44} = 0.111 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.767^2 + 1.11^2} = 1.35 \text{ t/cm}^2 \leq 2.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Flanş levhası kontrolü;

$$P = \frac{147.49 - 6 \times 11.15}{2} = 40.3 \text{ t}$$

Seçilen flanş levhası 30X2.5 boyutlarındadır.

$$F_{\text{net}} = 30 \times 2.5 - 2 \times 3 \times 2.5 = 60 \text{ cm}^2$$

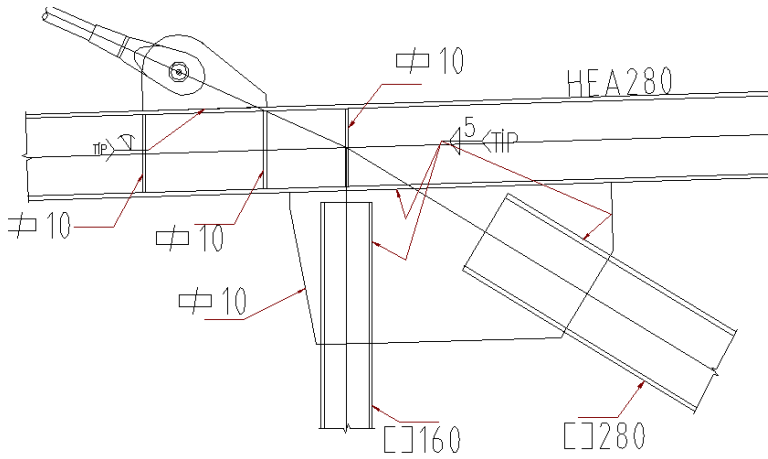
$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{net}}} = \frac{40.3}{60} = 0.672 \text{ t/cm}^2 \leq 1.4 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

Flanş levhasındaki kaynakların kontrolü;

$$a = 8 \text{ mm } L = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_k = \frac{40.3}{2 \times 0.8 \times (25 - 2 \times 0.8)} = 0.656 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

4.2 Ana Makas Dikme-Diyagonal-Üst Başlık Birleşimi

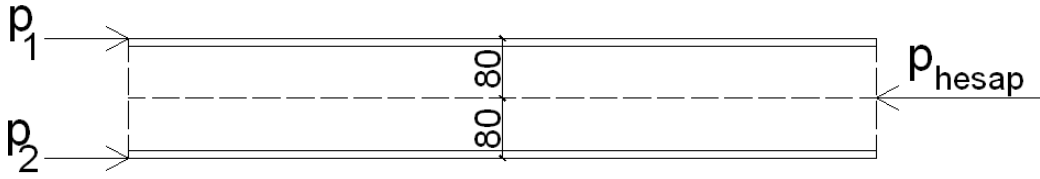


Şekil 4.3: Ana Makas Diyagonal-Dikme Birleşimi

Düğüm noktasına gelen kuvvetler:

$$P_{\text{Dikme}} = 32.15 \text{ t} \quad P_{\text{Diyagonal}} = 54.00 \text{ t}$$

Dikme için hesap (UPN 160)



Şekil 4.4: Ana Makas Dikme Kaynak Kuvvetleri

$$P_1 = P_2 = \frac{P_{hesap}}{2} = \frac{35.12}{2} = 16.08 \text{ t}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}, t_f = 10.5 \text{ mm}, t_{levha} = 10 \text{ mm} \text{ ise } t_{min} = 7.5 \text{ mm}$$

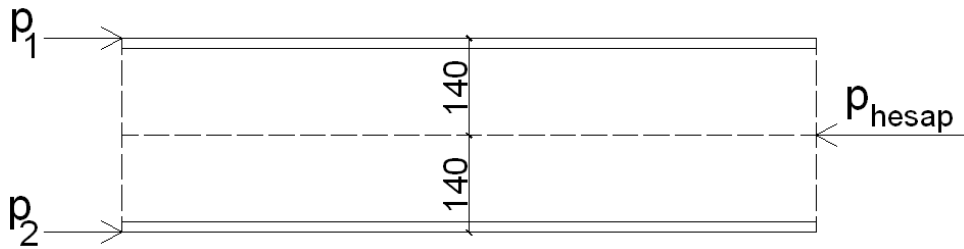
$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times 7.5 = 5.25 \quad a = 5 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times L_K} = \frac{16.08}{2 \times 0.5 \times L_K} = 1.1 \text{ ise } L_K = 14.62 \text{ cm} \text{ Seçilen } L_K = 17 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_K \leq 60 \times a$$

$$15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm} \leq 15 \leq 60 \times 0.5 = 30 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

Diyagonal için hesap (UPN280)



Şekil 4.5: Ana Makas Diyagonal Kaynak Kuvvetleri

$$P_1 = P_2 = \frac{P_{hesap}}{2} = \frac{54.00}{2} = 27.00 \text{ t}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, t_{levha} = 10 \text{ mm} \text{ ise } t_{min} = 10 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times 10 = 7 \quad a = 6 \text{ mm} \quad (\text{Uygun})$$

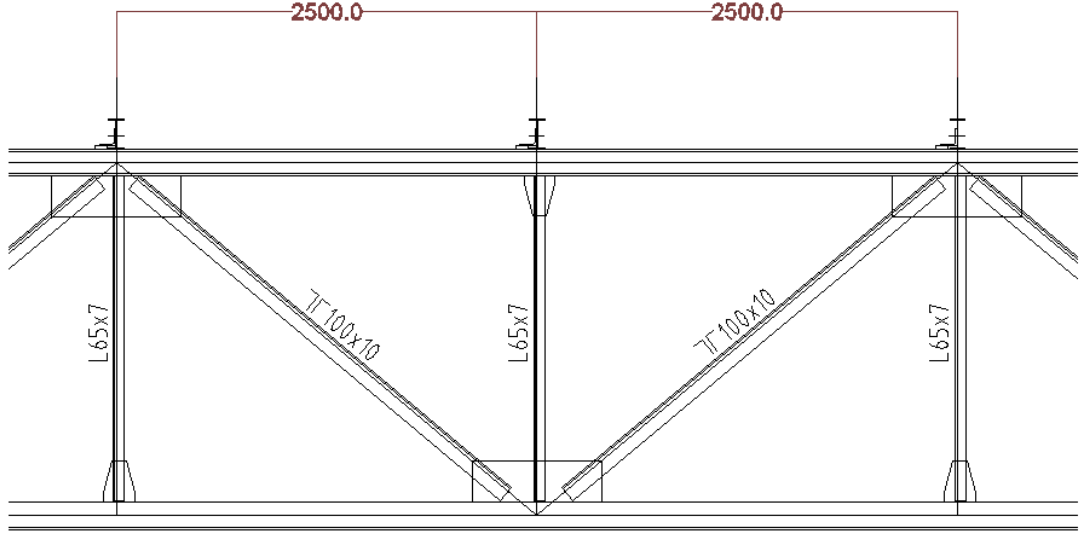
$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times L_K} = \frac{27.00}{2 \times 0.6 \times L_K} = 1.1 \text{ ise } L_K = 20.45 \text{ cm} \text{ Seçilen } L_K = 25 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_k \leq 60 \times a$$

$$15 \times 0.6 = 9 \text{ cm} \leq 25 \leq 60 \times 0.6 = 36 \text{ cm}$$

(Uygun)

4.3 Kafes Kiriş Birleşimleri

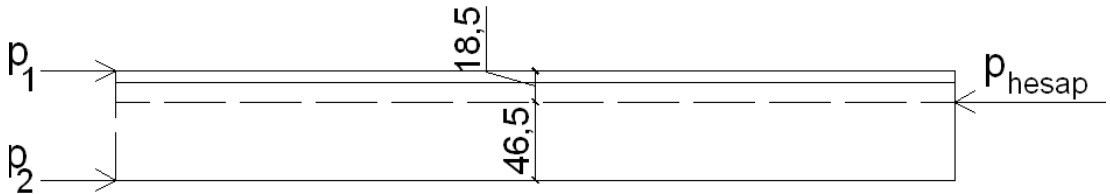


Şekil 4.6: Kafes Kiriş Birleşim Detayı

Düğüm noktasına gelen kuvvetler:

$$P_D = 2.43 \text{ t} \quad P_{V1} = 26.96 \text{ t} \quad P_{V2} = 20.46 \text{ t}$$

Dikme için hesap (L65X7)



Şekil 4.7: L65X7 Profili Kaynak Kuvvetleri

$$P \times 1.85 = P_2 \times 6.5 \text{ ise } P_2 = \frac{2.43 \times 1.85}{6.5} = 0.69 \text{ t}$$

$$P_1 = P - P_2 = 2.43 - 0.69 = 1.74 \text{ t}$$

Çekilen kaynak dikişleri nedeni ile, çubuk ağırlık eksenini ile kaynak kordonlarının eksenleri arasında e ile gösterilen bir eksantriklik doğacaktır.

$$e = \sqrt{2} \times \left(e_x - \frac{a}{2} \right) - \frac{t}{2} \quad (4.5)$$

e_x : Enkesit ağırlık merkezinin bir kenara olan uzaklığı

a: Köşe kaynak kalınlığı

t: Tek korniyerin bağlandığı levha kalınlığı

t_{levha} : 10 mm ise t_{profil} : 7 mm ise t_{min} : 7 mm

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.7 \times 7 = 4.9 \quad a = 3 \text{ mm}$$

$$e = \sqrt{2} \times \left(e_x - \frac{a}{2} \right) - \frac{t}{2} = \sqrt{2} \times \left(1.85 - \frac{0.3}{2} \right) - \frac{1}{2} = 1.90 \text{ cm}$$

$$M = P \times e = 2.43 \times 1.90 = 4.62 \text{ t}$$

Seçilen $l_k = 10 \text{ cm}$

$$F_k = 2 \times a \times (l_k - 2 \times a) = 2 \times 0.3 \times (10 - 2 \times 0.3) = 5.64 \text{ cm}^2$$

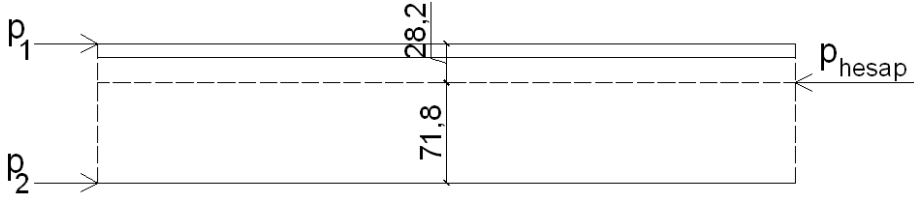
$$W_k = 2 \times \frac{a \times l_k^2}{6} = 2 \times \frac{0.3 \times (10 - 2 \times 0.3)^2}{6} = 8.84 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \frac{4.62}{8.84} = 0.523 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{P}{F_k} = \frac{2.43}{5.64} = 0.431 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \frac{1}{2} \times \left(\sigma_k + \sqrt{\sigma_k^2 + 4 \times \tau_k^2} \right) = \frac{1}{2} \times \left(0.523 + \sqrt{0.523^2 + 4 \times 0.431^2} \right) = 0.766 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2$$

Diyagonal için hesap:



Şekil 4.8: 2L100X10 Profili Kaynak Kuvvetleri

V₁ için hesap (2L100X10)

$$P \times 2.82 = P_2 \times 10 \text{ ise } P_2 = \frac{26.96 \times 2.82}{10} = 7.61 \text{ t}$$

$$P_1 = P - P_2 = 26.96 - 7.61 = 19.35 \text{ t}$$

$$t_w = 10 \text{ mm, } t_{levha} = 10 \text{ mm ise } t_{min} = 10 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times 10 = 7 \quad a = 5 \text{ mm}$$

(Uygun)

$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times L_{K1}} = \frac{19.35}{2 \times 0.5 \times L_{K1}} = 1.1 \text{ ise } L_{K1} = 17.6 \text{ cm Seçilen } L_{K1} = 20 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_K \leq 60 \times a$$

$$15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm} \leq 20 \leq 60 \times 0.5 = 30 \text{ cm}$$

(Uygun)

$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times L_{K2}} = \frac{7.61}{2 \times 0.5 \times L_{K2}} = 1.1 \text{ ise } L_{K2} = 6.91 \text{ cm Seçilen } L_{K2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_K \leq 60 \times a$$

$$15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm} \leq 7.5 \leq 60 \times 0.5 = 30 \text{ cm}$$

(Uygun)

V₂ için hesap (2L100X10)

$$P \times 2.82 = P_2 \times 10 \text{ ise } P_2 = \frac{20.46 \times 2.82}{10} = 5.77 \text{ t}$$

$$P_1 = P - P_2 = 20.46 - 5.77 = 14.69 \text{ t}$$

$$t_w = 10 \text{ mm, } t_{levha} = 10 \text{ mm ise } t_{min} = 10 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times 10 = 7 \quad a = 5 \text{ mm}$$

(Uygun)

$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times L_{K1}} = \frac{14.69}{2 \times 0.5 \times L_{K1}} = 1.1 \text{ ise } L_{K1} = 13.35 \text{ cm Seçilen } L_{K1} = 15 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_K \leq 60 \times a$$

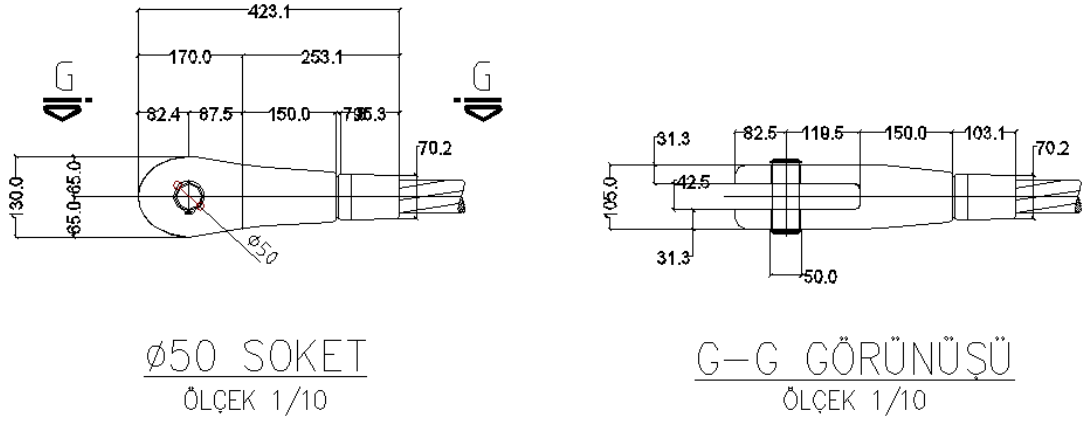
$$15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm} \leq 15 \leq 60 \times 0.5 = 30 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

$$\tau = \frac{Q}{2 \times a \times L_{K2}} = \frac{5.77}{2 \times 0.5 \times L_{K2}} = 1.1 \text{ ise } L_{K2} = 5.25 \text{ cm Seçilen } L_{K2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_K \leq 60 \times a$$

$$15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm} \leq 7.5 \leq 60 \times 0.5 = 30 \text{ cm} \quad (\text{Uygun})$$

4.4 Kablo Bağlantı Hesabı



Şekil 4.9: Kablo Bağlantı Detayı

Şekil 4.9’da verilen kesitler en olumsuz koşulu veren duruma göre incelenecektir.

$$P_{\max} = 39.54 \text{ t}$$

$$\sigma_e = \frac{M \times (d/2)}{I} = \frac{M \times (d/2)}{\frac{\pi \times d^4}{64}} = \frac{10.2 \times M}{d^3} \quad (4.6)$$

$$M = \frac{\sigma_e \times d^3}{10.2}$$

Denklem 4.6 ile bulunan moment değeri, pimin taşıyabileceği maksimum momentin 1/1.70 katıdır.

$$d^3 \geq \frac{10.2 \times M_{\max}}{1.7 \times \sigma_{\text{emn}}} = 6 \times \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{emn}}} \quad (4.7)$$

$$M_{\max} = \frac{P \times d}{4} \quad \sigma_{\text{emn}} = 2.8 \text{ t/cm}^2$$

$$d^3 \geq 6 \times \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{emn}}} = 6 \times \frac{P \times d / 4}{\sigma_{\text{emn}}} = 6 \times \frac{39.54 \times d}{4 \times 2.8} \text{ ise } d \geq 4.6$$

Seçilen pim çapı: 5.0 cm

$$\tau = \frac{4 \times Q}{3 \times F} \quad (4.8)$$

$$\tau = \frac{4 \times Q}{3 \times F} = \frac{4 \times (39.54 / 2)}{3 \times \pi \times \frac{5^2}{4}} = 1.34 \leq 1.6 = \tau_{\text{emn}} \text{ (ST70)} \quad (\text{Uygun})$$

Levhanın kolona birleşiminde kullanılan kaynakların tahkiki:

$$\alpha = 41.39^\circ$$

$$P_h = P \times \cos \alpha = 39.45 \times \cos 41.39^\circ = 30 \text{ t}$$

$$P_v = P \times \sin \alpha = 39.45 \times \sin 41.39^\circ = 26.14 \text{ t}$$

$$M = P_v \times e = 26.14 \times 13.77 = 360 \text{ tcm}$$

$$a = 10 \text{ mm } l = 50 \text{ cm}$$

$$l' = 50 - 2 \times 1 = 48 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 1 \times 48 = 96 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times \frac{1 \times 48^2}{6} = 768 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{P_h}{F_k} = \frac{30}{96} = 0.313$$

$$\sigma_k = \frac{P_v}{F_k} + \frac{M}{W_k} = \frac{26.14}{96} + \frac{360}{768} = 0.272 + 0.469 = 0.741$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.313^2 + 0.741^2} = 0.804 \text{ t/cm}^2 \leq 1.1 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{Uygun})$$

5. MALİYET ANALİZİ

Bu bölümde yapının maliyet analizi yapılmıştır. Hesaplanan malzeme miktarı projedeki ölçüler baz alınarak bulunmuştur. Beton hazır beton olduğundan kayıp olmayacağı düşünülmüştür. Donatı miktarında kesimden ve projeden; çelik miktarında çatı düzlemindeki stabilite bağlantıları, bağ levhaları, bağlantı elemanları, bayrak levhaları, kesim ve imalat kayıpları düşünülerek %10 arttırılarak hesaplanmıştır.

5.1 Yapının Çelik ve Betonarme Metraji

St37 çelik malzeme

Taşıyıcı sistem elemanları.....558.534 ton

HISTAR

Kolonlar.....71.972ton

Toplam:630.506ton

C 30 Betonarme betonu

Temel Betonu.....1724.800 m³

BÇIII Betonarme demiri.....123.2 ton

Yapının birim mertekaresinin ağırlığı: 88 kg/m²

5.2 Birim Fiyatlar ve Tarifleri

Birim fiyatlar ve tarifleri bayındırlık bakanlığı tarafından yayınlanan katalogtan alınmıştır. Fiyatlandırma dolar üzerinden yapılmıştır. Bu değerlendirmede Merkez Bankasının belirlediği dolar kuru dikkate alınmıştır. (1\$=1.329YTL)

Tanımı: Satın alınan ve beton pompası ile dökülen hazır beton

1m³ C30 betonu (poz no. 16.059).....95.25YTL

Tanımı: Beton çelik çubuğunun (nervürlü) bükülüp, detay projesine göre yerine konması.

1 ton betonarme demiri (poz no. 23.015).....1050.00YTL

Tanımı: Her çeşit profil, çelik çubuk, çelik saçlarla projesine göre her yükseklik ve açıklıkta karkas inşaat yapılması, parçaların perçin, bulon ve kaynakla eklenmesi, bütün aksamın yerine monte edilmesi, her türlü zayıat, inşaat yerindeki yükleme, yatay ve düşey taşıma, taşıyıcı iskele veya kaldırma tertibatı, boşaltma, işçilik, müteahhiti kârı ve genel giderler dahil, 1 ton fiyatı.

1 ton çelik konstrüksiyon (poz no. 23.101).....2318.81YTL

5.3 Yapının Toplam Maliyeti

Bir önceki kısımda tarifleri ve birim fiyatları verilen malzemelerin fiyat analizi yapılacaktır.

- Toplam betonarme betonunun maliyeti:

$$1724.800 \times 95.25 = 164287.2 \text{ YTL} = 123617.16 \$$$

- Toplam betonarme çeliğinin maliyeti:

$$123.2 \times 1050.00 = 129360 \text{ YTL} = 97336.34 \$$$

- Toplam üst yapı çeliğinin maliyeti:

$$630.506 \times 2318.81 = 1462023.62 \text{ YTL} = 1100093.02 \$$$

- Toplam malzeme maliyeti=1321046.52 \$

SONUÇLAR

Bu çalışmada büyük açıklıklı bir uçak hangar yapısının yatay ve düşey yükler altında günümüz boyutlandırma yöntemleri uygulanarak yeniden hesabı yapılmıştır. Yapının taşıyıcı sistemi boyuna doğrultuda süneklik düzeyi normal çerçevelerden, enine doğrultuda ise süneklik düzeyi normal çaprazlardan oluşmaktadır. Sistem ön tarafında bulunan kapı nedeni ile açık yapılar sınıfına girmektedir. Bu tür yapılarda sisteme etkiyen rüzgar yüklerinin dikkatlice yapılması gerekmektedir. Yapının deprem hesabı için mod birleştirme yöntemi kullanılmış, bulunan taban kesme kuvvetleri Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 uyarınca eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan taban kesme kuvvetleri ile karşılaştırılmıştır.

1-) Bu çalışmada sunulan büyük açıklıklı bir uçak hangar yapısı ve buna benzer özel yapıların taşıyıcı sistemlerinin belirlenip boyutlandırmalarının yapılmasında sistem geometrisi önemli bir rol oynamaktadır. Mevcut yapının taşıyıcı sistemi kutu kesitli elemanlardan oluşmaktadır. Bu elemanların kullanımı konsol ucundaki sehimin küçük değerlerde tutulmasını sağlamaktadır.

2-) Mevcut sisteme alternatif olarak geliştirilen sistemde konsol ucundaki sehimin belirli limitler içinde kalması için kablolar kullanılmıştır. Sehim miktarı istenilen değerlerde tutulsa bile konsol ucunda bulunan kapı nedeni ile işletme yüklerine göre hesap yapılması gerekmektedir.

3-) Alternatif sistemin matematiksel modeli bilgisayar ortamında SAP2000 v.9.3 sonlu elemanlar yazılımı ile oluşturulmuş ve yapı elemanları program sonuçlarına göre boyutlandırılmıştır.

4-) Konsol ucundaki kapının açılabilir olması nedeni ile yapı açık yapılar sınıfına girmektedir. Bu tür yapılara etkiyen rüzgar yüklerinin gerekli süperpozisyonlar yapılarak sisteme etkitilmesine özen gösterilmelidir.

5-) Yapının taşıyıcı sistemi normal sünek olarak seçilmiştir. Sistem davranış katsayısı yapının enine ve boyuna doğrultusundaki taşıyıcı sistemlere göre

belirlenmiş ve deprem hesabı yapılmıştır. Maksimum mod katkılarının belirlenmesinde Tam Karesel Birleştirme(CQC) Kuralı uygulanmıştır. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 uyarınca mod birleştirme ve eşdeğer deprem yükü yöntemleri ile hesaplanan taban kesem kuvvetleri karşılaştırılmıştır.

6-) Günümüz boyutlandırma yöntemleri yapıların deprem yüklerine göre elastik hesabının ekonomik olmayacağını göz önünde tutmaktadır. Bu nedenle boyutlandırmada hesaba katılan kadar büyük bir deprem olursa inelastik cevap oluşacak, yapı elemanlarında plastikleşmeler oluşacaktır. Bu bağlamda proje mühendisine düşen bu plastikleşmenin stabil bir şekilde gelişmesini sağlamak, yapısal göçme riskini ortadan kaldırmaktır. Unutulmamalıdır ki süneklik düzeyi normal bir sistem seçilmesi halinde daha büyük deprem yüklerine göre hesap yapılması zorunda kalınacaktır.

7-) Yapının temeli sistemden bağımsız olarak modellenmiştir. Oluşturulan matematik modele ana sistemden etkileyen yükler TS500 öngördüğü kombinasyonlar doğrultusunda etkiltilmiş, temel zemin etkileşimi için modelde yay tanımlanmıştır. Yapılan analiz sonucunda seçilen 70 cm radye temel kalınlığının uygun olduğu görülmüştür.

8-) Kaynak teknolojisinin ilerlemesi ve uygulamadaki kolaylığı nedeni ile elemanların ekleri kaynaklı olarak teşkil edilmiştir.

9-) Mevcut yapı deprem etkisi göz önüne alınmadan mertekare birim ağırlığı 64 kg olarak çözülmüştür. Bu çalışmada sunulan alternatif sistem yapının I.Deprem Bölgesinde inşa edildiği kabulü ile metrekaresi 88 kg'a çözülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] **TS648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- [2] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-Taslak-2 1.2006**. İMO İstanbul Şubesi, İstanbul
- [3] **TS498**, 1984. Betonarme elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [4] **Deren H., Erdoğan U., Piroğlu**, 2000, Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul
- [5] **UBC, Volume II**, 1997, Uniform Building Code,
- [6] **TS500**, 2000. Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [7] **Odabaşı Y**, 1997, Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul
- [8] **Seismic Design Manual, Volume III**, 2000, Structural Engineers Association of California (SEAOC), California
- [9] **DIN 1055**, 1999. Deutch Institute of Norme.
- [10] **Köseoğlu, S.**, 1992. Temeller, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul
- [11] **TS-3357**, 1979. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [12] **SAP2000 Analysis Reference Manual**, 1998. Computers and Structures Inc. Berkeley, California

EK A. (3.BÖLÜM)

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
I Kesitleri U Kesitleri L Kesitleri	b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.4\sqrt{E_s/\sigma_a}$
T Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.4\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$ N_d/\sigma_a A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 3 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_a A \leq 0.10$ için $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 3 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
		$ N_d/\sigma_a A > 0.10$ için $1.18\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_a A > 0.10$ için $1.47\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_a}$	
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_a}$	

Tanımlar

b : I ve T kesitlerinde yarım başlık genişliği
U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği
L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu

h : I, U, T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği

D : halka kesitlerde dış çap

t : I, U, T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı
L kesitlerinde ve halka kesitlerde kalınlık

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

EK B. (3. BÖLÜM)

Tablo-9.6				
Konum	1	2	3	4
Moment Diyagramı şekli				
C_m	$1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	$1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	1.75	1.00

— C_m katsayısının değerleri ise şöyledir.

- Çubuk uçlarında yanıl deplasman söz konusu ise,
 $C_m = 0,85$

- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içinde çubuğa etkiyen herhangi bir yük bulunmuyorsa,

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

M_1 ve M_2 tanımları (TABLO-9.6) da verildiği gibi olup, tablodaki (Konum-1) için (-), (Konum-2) için ise (+) işareti kullanılmalıdır.

- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içinde çubuğa etkiyen bir yük bulunmuyorsa,

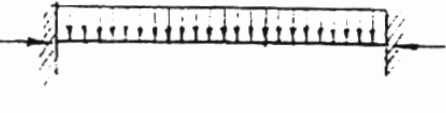
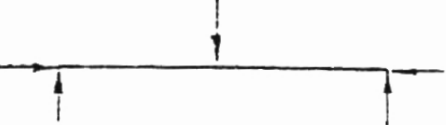
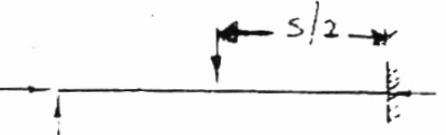
$$C_m = 1 + \Psi \frac{\sigma_{cb}}{\sigma_c'}$$

Burada $\left[\Psi = \frac{\pi^2 EI_x}{M_{max} s^2} - 1 \right]$ dir. (M_{max}) çubuktaki en büyük açıklık eğilme momenti, (δ) eğilme nedeniyle çubukta oluşan en büyük sehim, (s) çubuk boyudur. (TABLO-9.7) de çeşitli konumlara göre hesaplanmış (Ψ) değerleri verilmiştir.

TABLO-9.7						
	1	2	3	4	5	6
Ψ		-0,3	-0,4	-0,3	-0,4	-0,6

İki eksenle eğilmeli burkulma ($S+M_x+M_y$) durumunda, örneğin (x) ekseninin kuvvetli, (y) ekseninin de zayıf eksen oldukları varsayılırsa, (x) eksenine ilgili değerler yukarıda belirtildiği tarzda hesaplanır. (y) eksenine göre olan (C_{my} , σ_{by} , σ_{ey}) değerleri de aynen (x) eksen için uygulandığı biçimde bulunur. (σ_{By}) nin ise, sadece (4) no'lu bağıntıyla ($\sigma_{By} = 0,6 \cdot \sigma_a$) biçiminde hesaplanması yeterlidir.

EK C. (3.BÖLÜM)

Durum	Ψ	C_m
	0	1,0
	- 0,3	$1 - 0,3 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,4	$1 - 0,4 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,2	$1 - 0,2 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,4	$1 - 0,4 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,6	$1 - 0,6 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$

ÖZGEÇMİŞ

Erdem Demirkıran, 1980 yılında İstanbul’da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini İstanbul’da tamamladı. 1999 yılında Kocaeli Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 2003 yılında lisans eğitimini pekiyi 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 Yüksek lisans eğitimini sürdürmektedir.