İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ŞED SİSTEMLİ BİR HAL YAPISININ DEPREME GÖRE BOYUTLANDIRILMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Bedii YURTSEVEN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2006

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ŞED SİSTEMLİ BİR HAL YAPISININ DEPREME GÖRE BOYUTLANDIRILMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Bedii YURTSEVEN
(501031005)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 08 Mayıs 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 15 Haziran 2006

Tez Danışmanı : Doç.Dr. E.Filiz PİROĞLU
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Erdoğan UZGİDER (İ.T.Ü.)
Öğr.Gör. Ali KOÇAK (Y.T.Ü.)

HAZİRAN 2006

ÖNSÖZ

1998 yılında ilk adımımı attığım İstanbul Teknik Üniversitesindeki öğrencilik hayatımın sonuna gelmiş bulunmaktayım. Öğrencisi olmaktan her zaman gurur duyduğum üniversitemin bana kazandırdığı bilgi ve becerilerin önemini, yüksek lisans eğitimim süresince yaşayarak öğrendim.

Dört yıllık lisans eğitimi sonrasında hiç tereddütsüz olarak başladığım yüksek lisans eğitimim, hem dört yıl boyunca kazanmış olduğum bilgileri daha etkin bir biçimde kullanmayı hem de mühendisliğe olan bakış açımın derinleşmesinde büyük rol oynadı.

Yüksek lisans tezimin, gerek konusunun seçiminde ve gerekse çalışmalarım esnasında, değerli fikirleriyle ışık tutan, problemlerin çözümünde mühendislik ve bilime uygun olarak sonuca gitmeyi öğreten, değerli görüş ve deneyimleriyle tezi yönlendiren, öğrenebilmem için çok gayret gösteren ve mühendislik hayatıma olan katkılarda payı büyük olan, çok saygıdeğer hocam Doç. Dr. Filiz PİROĞLU başta olmak üzere beni çelik yapılara kazandıran sayın hocam Prof. Dr. Erdoğan UZGİDER'e, meslektaşım Yük.İnşaat Mühendisi Muhammet AYHAN'a ve her zaman maddi ve manevi olarak yanımda olan aileme teşekkürü bir borç bilirim.

Bu projenin hazırlanması esnasında, hesapların, bilgisayar çözümlemelerinin ve çizimlerin doğru olması için büyük bir dikkat sarf edilmiştir. Buna rağmen gözden kaçmış olan yanlışları anlayışla karşılayacağınızı umuyor ve bu projenin arkadan gelen mühendis adayı arkadaşlarıma az da olsa bir ışık tutmasını umuyorum.

Haziran 2006 Bedii YURTSEVEN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR v
TABLO LİSTESİ vı
ŞEKİL LİSTESİ vıı
SEMBOL LİSTESİ ıx
ÖZET xı
SUMMARY xıı

1. GİRİŞ 1

2. TAŞIYICI SİSTEMİN YÜK ANALİZİ 10
2.1. Sabit Yükler 10
2.2. Kar Yükü 10
2.3. Buz Yükü 10
2.4. Rüzgar Yükü 10
2.5. Kren Yükleri 11
2.6. Su Yükü 12
2.7. Deprem Yükü 12

3. ÇELİK YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI 16
3.1. Aşıkların Boyutlandırılması 16
3.1.1. Aşıkların Hadde Profili Olarak Boyutlandırılması 19
3.2. Çerçeve Ana Kirişlerinin Boyutlandırılması 26
3.3. Kolonların Boyutlandırılması 32
3.3.1. S101 Kolonunun Boyutlandırılması 33
3.3.2. S102 Kolonunun Boyutlandırılması 42
3.3.3. S103 Kolonunun Boyutlandırılması 47
3.4. Güçlendirme Elemanının Boyutlandırılması 51
3.5. Eğrisel Şed Kirişinin Boyutlandırılması 54
3.6. Makas Elemanlarının Boyutlandırılması 59
3.6.1. Makas Diyagonallerinin Boyutlandırılması 59
3.6.2. Makas Dikmelerinin Boyutlandırılması 64
3.6.3. Makas Üst Başlığının Boyutlandırılması 64
3.6.4. Makas Alt Başlığının Boyutlandırılması 66
3.7. Cephe Dikmelerinin ve Kuşaklarının Boyutlandırılması 67
3.7.1. Cephe Kuşaklarının Boyutlandırılması 67
3.7.2. Cephe Dikmelerinin Boyutlandırılması 69
3.8. Ön Kalkan Duvar Çaprazlarının Boyutlandırılması 75
3.9. Çatı Çaprazlarının Boyutlandırılması 76
3.10. Kren Kirişinin Boyutlandırılması 80

3.11. Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması 89
3.11.1. S102 Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması 89
3.11.2. S103 Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması 95

4. TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ BİRLEŞİM HESABI 99
4.1. Güçlendirme Elemanının Birleşim Detayı 99
4.2. Çatı Çaprazlarının Bağlantı Detayı 105
4.3. Kolon Kiriş Bağlantı Detayı 107

5. TEMELİN BOYUTLANDIRILMASI 111
5.1. T2 Tekil Temelinin Boyutlandırılması 112
5.1.1. Zemin Emniyet Gerilmesinin Kontrolü 112
5.1.2. Tekil Temelin Betonarme Hesabı 114
5.1.3. Zımbalama Kontrolü 115

6. SONUÇLAR 117

KAYNAKLAR 120

EKLER 122

ÖZGEÇMİŞ 125

KISALTMALAR

BÇ	: Betonarme Çeliği
DIN	: Deutsches İnstitut für Norme
SAP2000	: Structural Analysis Program
St	: Steel
TS	: Türk Standartları

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 : Yüksekliğe Bağlı Rüzgar Emme Değerleri(q_r) 11

Tablo 2.2 : Etkin Yer İvmesi Katsayısı(A_o) 12

Tablo 2.3 : Bina Önem Katsayısı (I).....13

Tablo 2.4 : Spektrum Karakteristik Periyotları(T_A,T_B) 14

Tablo 3.1 : Aşık Elemanlarının Karakteristik Özellikleri 21

Tablo 3.2 : HEM320 Kesit Özellikleri 26

Tablo 3.3 : S101 Kolonu Kesit Özellikleri 36

Tablo 3.4 : S102 Kolonu Kesit Özellikleri 42

Tablo 3.5 : S103 Kolonu Kesit Özellikleri 48

Tablo 3.6 : HEM240 Kesit Özellikleri 55

Tablo 3.7 : L140X140X15 Kesit Özellikleri 60

Tablo 3.8 : IPE 400 Kesit Özellikleri 64

Tablo 3.9 : UPN140 Kesit Özellikleri 68

Tablo 3.10 : HEM450 Kesit Özellikleri 70

Tablo 3.11 : L100X100X12 Kesit Özellikleri 76

Tablo 3.12 : HL920X967^{+} Kesit Özellikleri 84

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1 : Önden Görünüş 3
Şekil 1.2a : Dispozisyon Planı 1 4
Şekil 1.2b : Dispozisyon Planı 2 4
Şekil 1.3 : Yapı Modelinin Üç Boyutlu Görüntüsü 6
Şekil 2.1 : Rüzgar Yük Katsayıları (γ_r) 11
Şekil 3.1 : Aşık Eki 17
Şekil 3.2 : Aşık Kirişi Moment Diyagramı 17
Şekil 3.3 : Yüklerin Aşığa Etkime Şekli 18
Şekil 3.4 : Gergilerin Şed Kirişine Bağlantısı 24
Şekil 3.5 : Kaynak Çekme Bölgesi 25
Şekil 3.6 : HEM320 Enkesiti 26
Şekil 3.7 : HEM320 Kirişi Eki 29
Şekil 3.8 : Çerçeve Kirişi Ek Detayı 30
Şekil 3.9 : S101 Kolonu Enkesiti 36
Şekil 3.10 : S102 Kolonu En Kesiti 42
Şekil 3.11 : S102 Kolonu Ek Detayı 46
Şekil 3.12 : S103 Kolonu En Kesiti 48
Şekil 3.13 : Güçlendirme Elemanı Enkesiti (Kutu Kesit) 52
Şekil 3.14 : Güçlendirme Elemanının Sistemdeki Yeri 53
Şekil 3.15 : Eğrisel Şed Kirişi Enkesiti 54
Şekil 3.16 : Eğrisel Şed Kirişinin Sistemdeki Yeri 55
Şekil 3.17 : Eğrisel Şed Kirişi Ek Detayı 58
Şekil 3.18 : Sistemdeki Makas Tipi 59
Şekil 3.19 : Makasın Sistemdeki Yeri 60
Şekil 3.20 : 2L140X140X15 Enkesit Görünüşü 60
Şekil 3.21 : Bağ Levhalarının Kaynaklanma Şekli 63
Şekil 3.22 : Cephe Kuşaklarının Sistemdeki Durumu 68
Şekil 3.23 : Cephe Kuşaklarının Ek Detayı 69
Şekil 3.24 : Cephe Dikmesi Enkesiti 70

Şekil 3.25 : Cephe Dikmesi Ekkesiti 73
Şekil 3.26 : Ön Kalkan Duvar 75
Şekil 3.27 : Çatı Çaprazları 76
Şekil 3.28 : Çatı Çaprazlarının Sistemdeki Yeri 77
Şekil 3.29 : Bağ Levhalarının Kaynaklanma Şekli 79
Şekil 3.30 : Kren Sistemi 80
Şekil 3.31 : Kren Kirişi Üzerindeki Tekerlek Basınçları 82
Şekil 3.32 : Kren Kirişi+Kren Rayı EnKesiti 84
Şekil 3.33 : S102 Kolon Ayağı Enkesit Görünüşü 90
Şekil 3.34 : Serbest Cisim Dİyagramı 91
Şekil 3.35 : I-I Kesiti 93
Şekil 3.36 : S103 Kolon Ayağı Enkesit Görünüşü 95
Şekil 3.37 : I-I Kesiti 97
Şekil 4.1 : Düğüm Levhası 100
Şekil 4.2 : Düğüm Noktası Serbest Cisim Diyagramı 102
Şekil 4.3 : Çatı Çaprazlarının Birleşimi 105
Şekil 4.4 : Çatı Çaprazları 106
Şekil 4.5 : Kolon Kiriş Birleşimi 107
Şekil 5.1 : Serbest Cisim Diyagramı 112
Şekil 5.2 : Zemin Gerilmeleri 114

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" v e "y" doğrultularındaki dışmerkezlikler
E_{beton}, $E_{çelik}$: Beton ve çeliğin elastisite modüleri
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(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

$\mathbf{u_p}$ **:** Zımbalama çevresi(yüklenen alandan d/2 uzaklıkta)
$\mathbf{V_{pd}}$ **:** Tasarım Zımbalama Kuvveti
$\mathbf{V_{pr}}$ **:** Zımbalama Dayanımı
y **:** Kesit ağırlık merkezinin koordinatı
β **:** Burkulma boyu katsayısı
γ **:** Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı
σ_z **:** Zemin emniyet gerilmesi

ÇELİK ŞED SİSTEMLİ BİR HAL YAPISININ DEPREME GÖRE BOYUTLANDIRILMASI

ÖZET

Bu tez çalışmasında 1958 de Baden Année de Construction tarafından çelik ve betonarme taşıyıcılardan oluşan, 3 farklı açıklıklı ve yükseklikli gözlerden oluşturulmuş eğik şed çatılı endüstri hal binasının mevcut mimari planları esas alınmıştır. Söz konusu yapıda deprem yüklerine göre tasarım yapılmamıştır. Bu nedenle çalışmada mevcut sistemin geometrik boyutları sabit tutulmaya çalışılmakla birlikte yapının tümüyle çelik malzemeden üretilmesi ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğinin en son tasarım esaslarına göre, depreme göre boyutlandırılması öngörülmüştür.

Yapının planda kapladığı toplam alan 73.6 x 274.5 m^2 dir. Yapı 3 farklı yüksekliğe sahip gözlerden teşkil edilmiş olup, sistemde 15 makas vardır. Her bir gözde yük taşıma kapasiteleri farklı krenler çalışmaktadır.

Yapıya enine doğrultuda etkiyen deprem yükleri, dipten ankastre kolonlu çerçevelerle karşılanmaktadır. Boyuna doğrultuda etkiyen deprem yükleri ise süneklik seviyesi yüksek çaprazlarla merkezi olarak güçlendirilmiş çaprazlarla karşılanmaktadır. 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 Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları ve İMO-02 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları(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 250 kN/m^2 dir. Yapıda kullanılan çelik profiller ve levhalar St 52 kalitesindedir.

Yapının taşıyıcı sisteminin üst yapısının çözümü üç boyutlu olarak SAP v8.3.3 (Structural Analysis Program) ile yapılmıştır. Yapının çok uzun olması nedeniyle Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak -2 uyarınca 90 m de bir derz oluşturulmuştur. Bu nedenle ilk baştaki modül çözülmüştür. Bu şekilde bir yaklaşım, hem yapının çözümlenmesi aşamasında hesaplama süresini azaltmış, hem de kullanım aşamasında hiperstatiklik derecesi çok fazla olan, çok uzun

binalarda etkili olan ısı değişim etkisinin azaltılması sağlamıştır. Oluşturulan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk eleman, olarak tanımlanmıştır. Temel sistemi tekil temel olarak seçilmiştir.

Taşıyıcı sistemin boyutlandırılmasında düşey ve yatay yüklerin uygun kombinasyonları AISC-ASD'nin (American Instute of Steel Construction-Allowable Stees Design) öngördüğü kurallarına göre oluşturulmuştur. Yüklerin belirlenmesinde düşey yükler için TS498 (Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri) kullanılmış, kar yükleri TS7046 (Yapıların Tasarımı için Esaslar – ÇATILARDAKİ KAR YÜKLERİNİN TESPİTİ) kullanılmış, kren yükleri için DIN120 (Kren ve Kren Yolları Çelik Yapı Kısımlarının Hesap Esasları) 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 v6.0 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.

SUMMARY

In this study an industrial hall building with 3 openings having roofs in saw tooth system, which is built in 1958 and designed without affecting any earthquake loads, actually.

The plan area of this building is 73.6 x 274.5 m^2 . Glass faces of saw tooths roof has a slope of 53.13 ^oC .

The original system had reinforced concrete at the up and bottom beams of the saw tooth roof and steel parts of system are the columns, beams and braces.

In this study every structural element is designed considering only the steel material.

The main structural frames of the saw tooth roof consist of an truss system and a curved moment frame on which the purlins are supported. In the transverse direction of the industrial hall truss beams are rigidly supported to the rigidly fixed columns. Earthquake loads in the longitudinal building direction are carried by the moment frames strengthened by the concentric bracings. In every hall of the building there are cranes having different load carrying capacities 100 ton, 50 ton and 10 tons. Crane beams are designed as I beams.

It is assumed that the building is on the first degree earthquake zone and Z4 soil class. The ground safety tension is assumed 250 KN/m^2. Steel material (grade) of structure is selected as St 52.

During these studies, it has been tried to ensure an easy and economic method for building erection and mounting. When selecting the sections and connection details the cost of the building has been tried to keep as possible as minimum. The length of the standard delivered profiles have been accepted 12 meters and thus the column splices are designed when needed.

SAP v.8.3.3 (computational program) was used to analyze structure bearing systems. Because of the length of system, expansion joints are used for every 90 meters. In the computer model, columns and beams are defined as frame element, base structure is defined as shell element.

The vertical loads used in design have been taken from TS498 (Design loads for Buildings), snow over loads have been taken from TS7046 (Bases for Design of Structures-Determination of Snow Loads on Roofs). Cranes' loads have been taken from DIN120 (Deutsches İnstitut für Norme – Kran und Kranbahnen). Earthquake loads are determined to the Turkish Design Code called as " Regulations for Building of Disasters Regions Draft-2".

Drawings of the structure are prepared by Autocad 2006 and X-Steel V.6.0 program.

BÖLÜM 1 GİRİŞ

Yapılan bu tez çalışmasında daha önce Baden Année de Construction firmasının 1958 de Zurich de gerçekleştirdiği bir yapının mimari planları örnek olarak alınmıştır. Söz konusu yapı deprem yüklerine göre tasarımı yapılmamış bir yapıdır. Bu nedenle yapılan bu çalışmada mimarı özellikler sabit tutulmaya çalışılmakla birlikte şed sistemli çelik bir endüstri binasının İMO-01 Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları[7],İMO-02 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları [8]ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 [1]göz önüne alınarak boyutlandırılması amaçlanmıştır. Depreme göre incelemenin sonunda çelik yapılar ile ilgili olarak boyutlamada önemle üzerinde durulması gereken bazı noktalara da değinilmiş, boyutlanan yapının gerekli imalat çizimleri ekte verilmiş ve en son bölümde yapının metraj analizi yapılmıştır.

Şed çatı örtüleri, sanayi yapılarında sıkça kullanılan sistemlerdir. Testere dişlerine benzer formu ile gün ışığını yapı içine alarak diğer sistemlere göre iyi bir aydınlanma düzeyi ve bunun sonucunda ekonomik tasarruf sağlamaktadır. Şed çatıların maliyetleri, düz çatılardan daha pahalı olmasına rağmen, gündüz sağlanacak elektrik enerjisi tasarrufu sayesinde, fazla olan yapı maliyetinin birkaç yıl içinde geri ödeneceği hesaplanmıştır. Çatıyı oluşturan dişler, farklı geometrik şekillerde düzenlenebilmektedirler. Trapez, üçgen, dairesel ve bu üç geometrik formun beraber bulunduğu geometrik düzenlemeler, uygulamada en çok kullanılan çözümlerdir.

Sistemde kullanılan şed çatı sistemi özellikle hal yapılarında tercih edilen bir sistemdir. Şed çatılar beşik çatıların yan yana dizilmesiyle oluşur. Şed çatılar genellikle fabrika, iş yeri , sera, ahır vb. yerlerde daha çok güneş ışığı alabilmek amacıyla uygulanırlar.Bu sistemlerde güneş ışığının en çok etkilediği yüzeylere, geniş pencereler konur. Yapının işletme masraflarında büyük ekonomi sağlaması bakımından, şed çatı sistemi endüstri tipi yapılarda geniş kullanım alanı bulmaktadır.

Bu çalışmada, hal üst yapısını oluşturan taşıyıcı sistem, çelik elemanlardan oluşacak şekilde düşünülerek hesaplar yapılmıştır. Sistemde St 52 kalitesinde çelik elemanlar kullanılmıştır.

Planda 73.6 x 274.5 m^2 alana oturan ve fabrika binası olarak tasarlanan bu yapıda çatı kaplaması olarak ısı yalıtımını da içinde barındıran TEKİZ firmasının ürünlerinden SPÇ940-Poliüretan İzolasyonlu Panel kullanılmıştır. Çatı kaplamasında ekonomikliği sağlamak amacıyla panellerin standart boylarını kullanmak için aşık aralıkları yatay düzlemde 1.5 metre olarak seçilmiştir.Aşıkların boyutlandırılmasında da ekonomiklik düşünülmüş ve iki açıklıkta sürekli kiriş ve 1/3 lerinden gergili modelin en ekonomik sonuç verdiği görülerek boyutlandırmaya esas olarak alınmıştır.

Göz önüne alınan yapı her biri enine doğrultuda; 30 metre, 25 metre ve 18 metre açıklığa sahip 3 farklı gözden oluşmakta ve boyuna doğrultuda ise 18 metrelik açıklığa sahip 15 bölümden oluşmaktadır.

Deprem yüklerinin belirlenmesinde Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2' nin [1] ilgili kurallarına uyulmuştur. Yapının, yatay yük analizinde x ve y doğrultularını temsil edebilecek derecede yüksek kütle katılım oranına sahip modlara karşı gelen periyotlar, yapının x ve y doğrultusu karakteristik periyotları olarak kullanılmıştır. Yapının modal analizi sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri, Deprem Yönetmeliği'ne göre bulunan eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti değerine uygun katsayılarla çarpılarak yükseltilmiştir. (bkz. [1], Md 6.8.5)

Yapının boyuna doğrultudaki taşıyıcı sistemi iki açıklıkta bir kullanılmış süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çaprazlarla oluşturulmuş sistemler ile sağlanacaktır. Boyuna doğrultudaki taşıyıcı sistem davranış katsayısı Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 uyarınca R=5 seçilmiştir. (bkz. [1], Tablo 6.5)

Yapıda enine doğrultuda taşıyıcı sistemi ise, süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Enine doğrultudaki taşıyıcı sistem davranış katsayısı

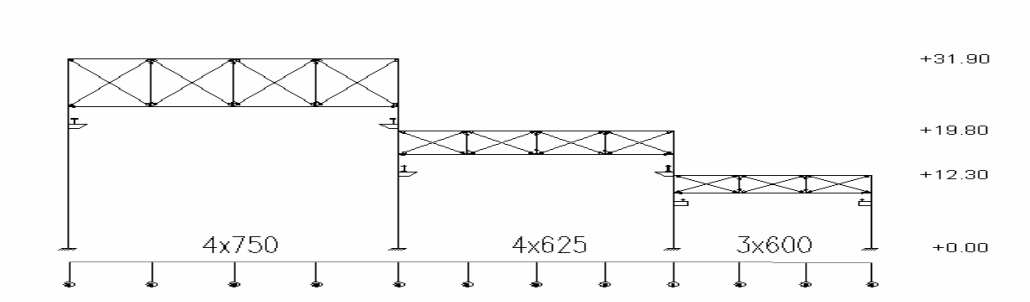
Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 uyarınca R=8 seçilmiştir. (bkz. [1], Md 6.5)

Kalkan duvarlar ileride yapının uzatılma olasılığı düşünülerek tasarlanmıştır. Kalkan duvarda her açıklık için 7,5 metrede,6,25 metrede ve 6 metrede bir dikmeler konmuştur. Kalkan duvarda kullanılan kuşaklar ise 2.5 m de bir yerleştirilmiştir.

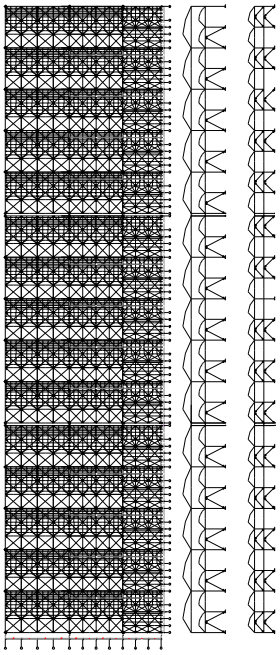
Belirlenen deprem yüklerinin yapıya etkisi incelenmiş, yapının yatay deplasmanları yönetmelikte belirlenen sınır şartlardan daha elverişsiz koşul oluşturmamasına dikkat edilmiştir. Çelik malzeme olarak iyi bir ısı iletkenidir. Bu özelliğinden dolayı çelik malzemeden üretilmiş yapılarda, ısı değişimleri istenmeyen gerilmeler oluşmasına neden olmaktadır. Isı değişimleri nedeni ile yapıda 90 m de bir derz oluşturulmuştur. Bu şekilde bir yaklaşım, hem yapının çözümlenmesi aşamasında hesaplama süresini azaltmış, hem de kullanım aşamasında hiperstatiklik derecesi çok fazla olan, çok uzun binalarda etkili olan ısı değişim etkisinin azaltılması sağlanmıştır. Yapıya düzgün sıcaklık değişimi olarak $\pm 15\ ^{0}C$ verilmiştir.

Yapının temelinde tekil temel sistemi tercih edilmiştir.

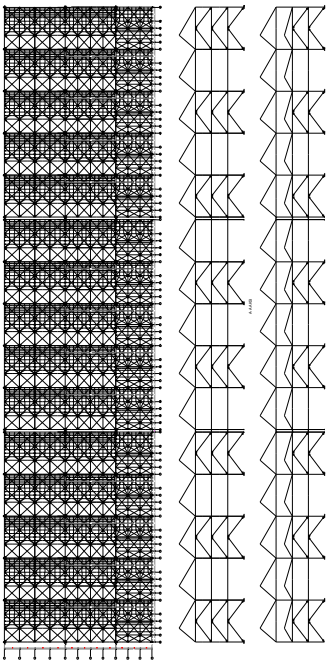
Boyutlandırılan yapının taşıyıcı sistemi boyuna doğrultuda süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlardan oluşan çerçevelerden meydana gelmiştir. Şekil 1.2 de verilen Dispozisyon planında da görüldüğü gibi, bu güçlendirilmiş çerçeveler kenar ve iç akslarda oluşturulmuştur. Yapının enine doğrultuda taşıyıcı sistemi ise moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır. Şekil 1.1



Şekil 1.1: Önden Görünüş



Şekil 1.2a: Dispozisyon Planı 1



Şekil 1.2b: Dispozisyon Planı 2

Yapı hakkındaki diğer bilgiler aşağıda özetlenmiştir:

- Yapı üç farklı yüksekliğe ve üç farklı açıklığa sahiptir.(bkz. Şekil 1.1 ve Şekil 1.2)

- Yapı açıklıkları ve yükseklikleri:

  - Birinci açıklık ve maksimum yükseklik: 30 m ; 31,90 m

  - İkinci açıklık ve maksimum yükseklik: 25 m ; 19,80 m

  - Üçüncü açıklık ve maksimum yükseklik:18 m ; 12,30 m

- Yapıda bulunan krenlerin kapasiteleri:

  - Birinci açıklıktaki krenin kapasitesi: 1000 kN

  - İkinci açıklıktaki krenin kapasitesi: 500 kN

  - Üçüncü açıklıktaki krenin kapasitesi: 100 kN

- Yapının oturma alanı toplam 20204 m^2'dir.

- Yapıda kullanılan malzemeler:

  - Üst Yapı Çeliği : St 52

  - Beton Kalitesi : C30

  - Donatı Çeliği : S420

- Yapı I. Derece Deprem Bölgesinde olup etkin yer ivmesi katsayısı A_o=0.40 alınmıştır.([1], Tablo 6.2)

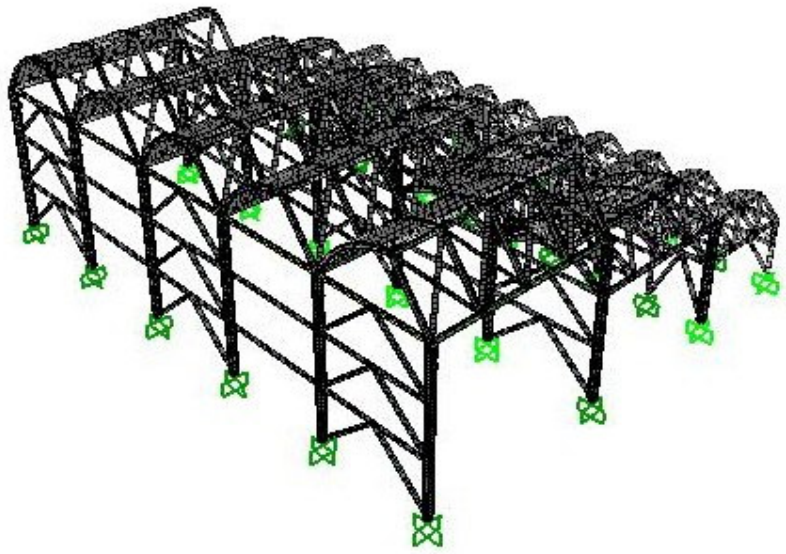
- Yapı Z4 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Dolayısıyla zemin karakteristik periyotları

  - T_A=0.20 s ve T_B=0.90 s olarak kabul edilmiştir. ([1], Tablo 6.4)

- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için

- Zemin emniyet gerilmesi σ_z=250 kN/m^2

- Yapı işyeri kullanım amacına hizmet edecek olup,
  - Hareketli yük katılım katsayısı n=0.30 ([1], Tablo 6.7)
  - Bina önem katsayısı ise I=1.0 alınmıştır. ([1], Tablo 6.3)
- Temel sistemi tekil temeldir.
- Birleşimlerde kullanılan bulonlar H10.9 kalitesinde yüksek mukavemetli bulon olup , ankraj bulonları H5.6 kalitesindedir.



Şekil 1.3: Yapı Modelinin Üç Boyutlu Görüntüsü

Hazırlanan bilgisayar modelinde (Şekil 1.3) kolon ve kirişler çubuk elemanlarla tariflenmiştir. Düşey çatı yükleri düzgün yayılı olarak aşıklara etkitilmiş ve buradan eğrisel şed kirişine aktarılmış, iç kuvvetler SAP v 8.3.3 yardımıyla saptanmıştır.

İkinci bölümde yapıya etkiyen yükler tanımlanmıştır. Yüklerin belirlenmesinde hangi yönetmeliklerden yararlanıldığı ve bilgisayar modeline nasıl aktarıldığı açıklanmıştır. Sabit yükler ve Rüzgar yükleri yapının kullanım amacı ve yapı yüksekliği göz

önünde bulundurularak TS498'den alınmıştır[3]. Çatılardaki kar birikiminin değeri ise TS7046'ya göre hesaplanmıştır (EK A,B)[6]. Kren yükleri ve boyutlandırma kriterleri DIN120 referans alınarak yapılmıştır[9].

Üçüncü bölümde yapı elemanlarının boyutlandırılması yapılmıştır. Çelik elemanların boyutlandırılması TS648'e göre yapılmıştır. Kompaklık ve yanal burkulma şu anda baskıda olan IMO-02 yeni dizayn yöntemine göre yapılmıştır. Betonarme tekil temel detaylandırılırken TS500'e uygun çözümler üretilmiştir.

Çerçeve ana kirişleri sehim şartları ve kesit gerilmeleri sınır değerlerine göre seçilmiştir. Kesit ekleri kesitin kapasitesine göre yapılmıştır. Bulonlu birleşimler ve kesit ekleri Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak 2 uyarınca, H10.9 kalitesindeki bulonlar seçilerek yapılmıştır.

Yapının temeli tekil temel olarak boyutlandırılmıştır. Temel yüksekliği seçilirken hem zımbalama dayanımını sağlamak, hem de gerekli donatıyı azaltmak için çeşitli alternatifler denenmiştir.

Çelik elemanların ve betonarme olan temelin boyutlamasında 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. $0.66[D+L+(L_r \text{ ya da } S \text{ ya da } R)+(W \text{ ya da } E)+T]$

❖ 6. Denklemde, A ve E aynı anda düşünülmeyecektir.

Burada 0.75 bilgisayarda EİY durumunda, bilgisayarda boyutlama yapabilmek için kullanılmıştır.

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 Yüklemesi
T : Sıcaklık Değişimi

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

f_{ck}= 3 kN/cm^2 (C30 için)

f_{cd}= 2 kN/cm^2

f_{ctd}= 0.125 kN/cm^2

f_{yk}= 42 kN/cm^2 (S420 için)

f_{yd}=36.5 kN/cm^2

E_{beton}= 3200 kN/cm^2

Bu tez çalışmasında kullanılan yapı çeliği (St 52) ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

$\sigma_a = 36$ kN/cm^2

$\sigma_{çem,H} = 21.6$ kN/cm^2

$\sigma_{çem,HZ} = 24.84$ kN/cm^2

$\tau_{em,H} = 12.47$ kN/cm^2

$\tau_{em,HZ} = 14.34$ kN/cm^2

$E_{çelik}$= 21000 kN/cm^2

$\rho_{çelik}$= 78.5 kN/m^3

Son bölümde yapının betonarme ve çelik metrajları yapılmıştır. Sonuç bölümünde orijinal sistem ile ağırlık karşılaştırılması yapılmış, taşıyıcı sistem boyutlandırılırken yapılan varsayımlara değinilmiştir.

BÖLÜM 2 TAŞIYICI SİSTEMİN YÜK ANALİZİ

2.1 Sabit Yükler

TS498 [3] yönetmeliğine göre, sabit yükler yapı içerisindeki tüm elemanların ağırlıklarının oluşturduğu statik kuvvetler olarak tanımlanmıştır. Malzeme cinsi , tanımlanan taşıyıcı elemanların ağırlıkları SAP2000 tarafından üniform yayılı yük olarak alınmıştır. Çatı kaplamasının oluşturduğu öz(zati) ağırlık yükleri ile tesisat ve havalandırma ağırlıkları aşıklar üzerine düzgün yayılı kuvvet olarak etkitilmiştir.

2.2 Kar Yükü

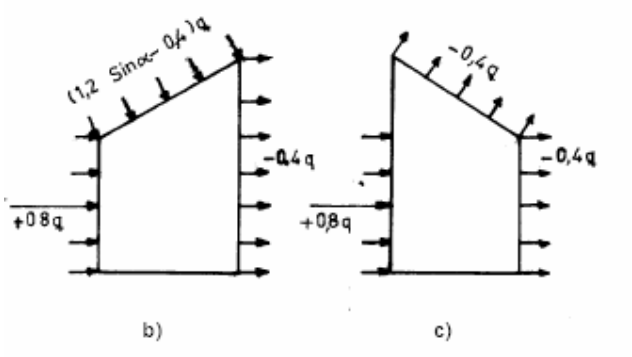
Kar yükü TS498' de yapının denizden yüksekliğine göre ve sınıflandırılan dört bölgeye göre belirlenmektedir (bkz. [3], Çizelge 4). Yapının denizden yüksekliğinin 200 metreden az ve ikinci bölgede bulunduğu kabul edilerek değeri 0.75 kN/m^2 olarak dikkate alınmıştır. Buradan bulunan kar yükü değeri, TS7046' ya göre bulunan şekil katsayısı ile çarpılarak sisteme yüklenmiştir.(EK A,B)

2.3 Buz Yükü

Buz yükü değeri olarak TS 498' de verilen değer dikkate alınmıştır. Buna göre buzlanmaya maruz kalacak kısımların 3 cm kalınlıkta buz ile kaplı olduğu kabul edilir. Buz birim hacim ağırlığı 7 kN/m^3 alınmıştır. [3]

2.4 Rüzgar Yükü

Rüzgar yüklerinin belirlenmesinde TS498 referans alınmıştır [3]. Belirlenen rüzgar yükleri çatı düzlemine dik doğrultuda, dolayısıyla aşık düşey ekseni doğrultusunda etkitilmiştir. Belirlenen yük katsayısı değerleri Şekil 2.1' de verilmiştir.



Şekil 2.1: Rüzgar Yük Katsayıları (γ_r)

Şekil 2.1 de görüldüğü gibi rüzgar nedeniyle emme etkisine maruz olan bölgeler – olarak, basınca maruz bölgeler + olarak gösterilmiştir.

Yapı yüksekliğine bağlı olarak alınan q_r rüzgar emme değerleri Tablo 2.1 de verilmiştir.

Rüzgar Yükü = q_r x γ_r

Tablo 2.1: Yüksekliğe Bağlı Rüzgar Emme Değerleri (q_r)

ZemindenYükseklik m	**Rüzgar Hızı v(m/s)**	**Emme qr (kN/ m^2)**
0 - 8	28	0,5
9 - 20	36	0,8
21 – 100	42	1,1
> 100	46	1,3

2.5 Kren Yükleri

Kren kirişinin boyutlandırılmasında ülkemizde de kullanılan DIN 120 : " Kren ve Kren Yolları Çelik Yapı Kısımlarının Hesap Esasları" isimli standart referans alınarak hesaplar yapılmıştır [9]. Kren tekerlek basınçları Demag firmasının kataloglarından alınarak hesaplar yürütülmüştür [20].

2.6 Su Yükü

Şed çatı sistemlerde su birikmesi ihtimali var olduğu için bu yük durumu da göz önünde bulundurulup sisteme yüklenmiştir. Sistemde su birikme olasılığının olduğu oluklarda, biriken su yüksekliği hesaplanıp sisteme yayılı yük olarak etkitilmiştir.

2.7 Deprem Yükü

Yapının deprem yükü hesabı tamamıyla Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 kurallarına göre yapılmıştır [1]. Yapının deprem yükü ile ilgili tüm zemin ve yapı parametreleri bu yönetmeliğin ışığı altında değerlendirilmiş ve yönetmeliğin uygun gördüğü değerler hesaplara esas teşkil etmiştir. Yapı üç boyutlu modellenmiş olup yatay yük analizinde modal analiz yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı, A(T), Denk.(2.1) ile verilmiştir. %5 sönüm oranı için tanımlanan Elastik İvme Spektrumu'nun ordinatı olan Elastik Spektral İvme, $S_{ae}(T)$, Spektral İvme Katsayısı ile yerçekimi ivmesi g'nin çarpımına karşı gelmektedir. (bkz. [1], Madde 6.4)

$$A(T) = A_o.I.S(T) \quad \textbf{(2.1)}$$

$$Sae(T)=A(T)\times g \quad \textbf{(2.2)}$$

Etkin yer ivmesi katsayısı A_o için değerler Tablo 2.2 de tanımlanmıştır.

Tablo 2.2: Etkin Yer İvmesi Katsayısı (A_o) (bkz [1], Tablo 6.2)

Deprem Bölgesi	**A_o**
1	**0.40**
2	**0.30**
3	**0.20**
4	**0.10**

Yapılan Kabuller:

- Yapı 1. derece deprem bölgesinde olup $A_o = 0.4$ alınmıştır.
- Bina önem katsayısı olan (I) Tablo 2.3'e göre (Bina türü endüstri yapıları) I=1 alınmıştır.

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.

$$S(T) = 1 + 1.5\ T / T_A \qquad (0 \le T \le T_A) \qquad \textbf{(2.3a)}$$

$$S(T) = 2.5 \qquad (T_A < T \le T_B) \qquad \textbf{(2.3b)}$$

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

Tablo 2.3: Bina Önem Katsayısı (I) (bkz [1], Tablo 6.3)

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

Denklem (2.3)'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) (bkz [1], Tablo 6.4)

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 zemin üzerinde bulunmaktadır. T_A=0,2 s ve T_B=0,90 s
- Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere denklem (2.1)'de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yükü Azaltma Katsayısına bölünecektir.

$$Ra(T) = 1.5 + (R - 1.5)\, T / TA \qquad (0 \le T \le TA) \qquad \textbf{(2.4a)}$$

$$R_a(T) = R \qquad (T > T_A) \qquad \textbf{(2.4b)}$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R, yapının boyuna doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çelik çaprazlı sistem kullanılmasından dolayı 5 alınmıştır. Yapının enine doğrultusunda deprem etkileri alam sistem çerçevelerdir. Bu yüzden Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak – 2 uyarınca R = 8 alınmıştır ([1], Tablo 6.5)

Buraya kadar verilen yük ve zemin parametreleri göz önüne alınarak yapının üç boyutlu deprem hesabı SAP2000 v.8.3.3 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. (bkz [1], Madde 6.8)

Yapının modal analiz sonuçları gözlendiğinde Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 Madde 6.8.4' e göre 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 göreli kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir:

- $T_s < T_r$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_s / T_r < 0.80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı uygulanabilir.

- 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 68 mod gözüne alınmıştır.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak 2 madde *6.8.3* uyarınca *Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, göz önüne alınan birbirine dik X ve Y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütle'lerin toplamının, hiçbir zaman bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir.*

BÖLÜM 3 ÇELİK YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Yapı elemanları boyutlandırılırken elemanın taşıyıcı sistemdeki görevi dikkate alınmış, hesaplanan iç kuvvetlerin oluşturduğu kombinasyon değerlerine göre TS648'de [4] verilen hesap yöntemleri kullanılmıştır.

3.1 Aşıkların Boyutlandırılması

Aşık kirişlerinin hesabında en yaygın olarak uygulanan statik sistemler şunlardır:

- Basit kiriş
- Sürekli kiriş

Çelik yapılara ait özellikler açısından bu sistemlere göz atmakta yarar vardır.

Basit kiriş: Gerek imalat, gerek montaj yönlerinden en kolay uygulanan sistemdir. Sakıncaları ise, büyük moment değeri vermesi sonucu kesitin ekonomik çıkmaması ve profillerin fazla kesilmesi nedeniyle malzeme kaybının çok olmasıdır. Aşığın basit kiriş olarak boyutlandırıldığı sistemde, elemanın kesitinin saptanmasına esas olan moment değeri denklem (3.1.)'e göre hesaplanır.

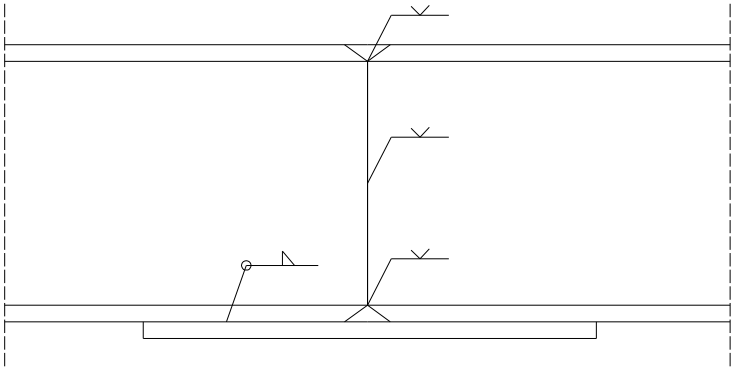
$$M = \frac{q \times l^2}{8} \qquad \textbf{(3.1)}$$

q : Elemanın üzerinde bulunan yayılı yük değeri

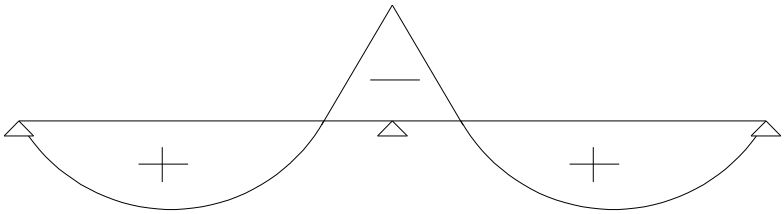
l : Elemanın mesnet yerleri arasındaki uzunluğu

Sürekli kiriş: Taşıma gücü yöntemleri kullanılabilmektedir. Basit kiriş sisteme göre moment değerinin küçük olması ekonomik kesitlere gitme olanağı doğurur. Malzeme kayıpları da daha az meydana gelir.

Bunlara karşın, sürekli kiriş olarak teşkil edilen aşık ekleri uygun şekilde hesaplanmalı ve nerelerde teşkil edilebileceği mutlaka belirtilmelidir. Aşık ekleri Şekil 3.1 deki gibi çekme başlığında teşkil edilen sistemlerde, ekler Şekil 3.2 de gösterildiği gibi pozitif moment bölgelerinde, yani çekmenin alt başlıkta oluşacağı moment bölgelerinde (+ moment bölgelerinde) yapılmalıdır.(bkz. Şekil 3.2)



Şekil 3.1: Aşık Eki



Şekil 3.2: Aşık Kirişi Moment Diyagramı

Sürekli kiriş şeklinde teşkil edilen aşık sistemlerinde göz önüne tutulacak moment değerlerleri denklem (3.2) ve (3.3)'e göre taşıma gücünden yararlanarak hesaplanacaktır.

Kenar açıklıklarda $$M_k = \frac{q \times l^2}{11} \quad \textbf{(3.2)}$$

İç açıklıklarda $$M_i = \frac{q \times l^2}{16} \quad \textbf{(3.3)}$$

Sehim miktarı ise denklem (3.4) e göre hesaplanacaktır.

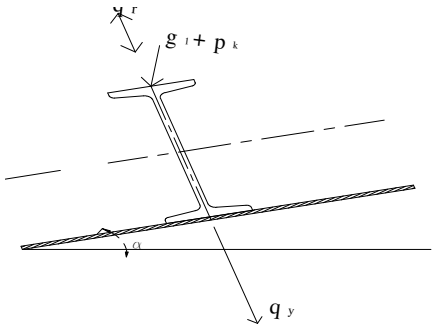
$$f = 0.248 \times \frac{q \times l^4}{I} \quad \textbf{(3.4)}$$

q : Elemanın üzerinde bulunan yayılı yük değeri

l : Elemanın mesnet noktaları arasındaki uzunluğu

I :Elemanın yük doğrultusuna dik doğrultudaki atalet momenti

Aşıklar, genellikle çatı eğimine dik olarak yerleştirilen elemanlardır. Bu nedenle de, öz ağırlıklar ile kardan doğan yük doğrultusu, aşık kesitinin gövdesine paralel ekseni ile çatı eğimi kadar bir açı yapar. Şekil 3.3'de yüklerin aşığa etkime şekli görülmektedir.



Şekil 3.3: Yüklerin Aşığa Etkime Şekli

Yükler (3.5) ve (3.6) denklemleriyle eleman eksen takımına dönüştürülür, gerilme ve sehim (3.7) ve (3.8) denklemlerine göre kontrol edilerek aşık boyutlandırılmış olur.

$$q'_x = q \times \cos\alpha \qquad \text{(H)Yüklemesi} \qquad \textbf{(3.5a)}$$

$$q'_x = q \times \cos\alpha + r \qquad \text{(HZ)Yüklemesi} \qquad \textbf{(3.5b)}$$

$$q'_y = q \times \sin\alpha \qquad \textbf{(3.5c)}$$

$$r = (1.2 \times \sin\alpha - 0.4) \times q_r \qquad \textbf{(3.6)}$$

Gerilme ve sehim tahkiki (3.7) ve (3.8) denklemlerine göre yapılır.

Gerilme kontrolü:

Bu tahkik hem H hem de HZ yüklemesine göre yapılmalıdır.

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \le \sigma_{çem} \qquad \textbf{(3.7)}$$

Sehim Kontrolü:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \le f_{\max} \left(= \frac{l}{300}\right) \qquad \textbf{(3.8)}$$

Yanal Burkulma Kontrolü:

Kirişlerde eğilme – basınç başlığında, eğilme momenti nedeniyle oluşan normal gerilme, (σ_B) yanal burkulma emniyet gerilmesini aşmamalıdır.

3.1.1 Aşıkların Hadde Profili Olarak Boyutlandırılması

Aşığın hadde profili olarak boyutlandırılması iki açıklıkta sürekli ve üçte bir noktalarından gergili olarak yapılmıştır. Sistemde aşıklar eğrisel çatı kirişi üzerinde bulunmaktadır. Bu da aşıkların eğimlerinin, çatı kirişin her noktasında farklı değerler

almasına neden olmaktadır. Bu fark aşıkların bulunduğu her noktada dikkate alınmış, rüzgar etkisinin basınç etkisi yarattığı durumlar da değerlendirilmiştir.

TS498'e göre belirlenen P_{ko} kar yükü değerleri, TS7046'daki şekil katsayıları ile çarpılarak çatılardaki kar yükü ve kar birikmesi değerleri bulunmuştur.

Sistemdeki eğrisel şed çatı sisteminden ve farklı kotlarda bulunan yapı kısımlarından dolayı oluşan kar birikmeleri TS7046'ya göre hesaplanmıştır. Kar birikmelerinde EK A ve EK B deki sistemler referans alınmıştır.

Aşık yük analizi:

SPÇ940-Poliüretan İzolasyonlu Panel …….....**:** 0.11 kN/m^2

Aşık özağırlığı…….....**:** 0,10 kN/m^2

Havalandırma ve Yangın söndürme tertibatı .....**:** 0,50 kN/m^2

g_1=0,71 kN/m^2

Kar yükü (Kar Birikmesi Dahil) p_k=1,09 kN/m2

Buz yükü p_k=0,21 kN/m2

$q = g_1 + p_k = 0.71 + 1.09 + 0.21 = 2.01$ kN/m^2

Bu bölümdeki çatı eğimi: α=54,0^0, $\cos\alpha = 0{,}587$, $\sin\alpha = 0{,}809$

Rüzgar yükü :

q_r =1.1 kN/m^2

r=(1.2×sinα – 0.4) × q_r = (1.2×sin54-0.4)×1.1=0.62 kN/m^2

$q'_x = q \times \cos\alpha$ +r =2.01 × 0.587+0,62 =1.79 kN/m^2

$q'_y = q \times \sin\alpha$ =2.01 × 0.809 = 1.62 kN/m^2

$$q_x = q'_x \times b = 1.79 \times 0.75 = 1.34 \text{ kN/m}$$

$$q_y = q'_y \times b = 1.62 \times 0.75 = 1.21 \text{ kN/m}$$

$$M_x = \frac{q_x \times l^2}{11} = \frac{1.34 \times 7.5^2}{11} = 6.85 \text{ kN/m}$$

$$M_y = \frac{q_y \times (l/3)^2}{11} = \frac{1.21 \times (7.5/3)^2}{11} = 0.68 \text{ kN/m}$$

Tablo 3.1: Aşık Elemanının Karakteristik Özellikleri

Kesit	F (cm^2)	I_x (cm^4)	I_y (cm^4)	W_x (cm^3)	W_y (cm^3)
IPE-A-160	16,2	689,3	54,43	87,81	13,27

Gerilme Kontrolü:

HZ yüklemesi için:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{685}{87.81} + \frac{68}{13.27} = 7.8 + 5.12 = 12.92 \text{ kN/cm}^2 \leq 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

H yüklemesi için:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{454.93}{87.81} + \frac{68}{13.27} = 5.18 + 5.12 = 10.93 \text{ kN/cm}^2 \leq 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Kontrolü:

$$f_x = 0.248 \times \frac{q_x \times l^4}{I_x} = 0.248 \frac{1.34 \times 7.5^4}{689.3} = 1.52 \text{ cm}$$

$f_y = 0$ Gergiden dolayı

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0.906^2 + 0^2} = 1.52 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} = \frac{l}{300}$$

Yanal Burkulma Kontrolü:

$F_b = 0.59 \times 8.2 + \frac{1}{3} \times 0.4 \times \left(\frac{15.7 - 2 \times 0.59}{2} \right) = 5.81 \text{ cm}^2$

$I_{yb} = \frac{8.2^3 \times 0.59}{12} = 27.10 \text{ cm}^4$

$i_{yb} = \sqrt{\frac{27.10}{5.81}} = 2.16 \text{ cm}$

$\beta_{kx} = 0.7$

$\beta_{ky} = 0.33$

$S_{kx} = \beta_{kx} \times L = 0.7 \times 750 = 525 \text{ cm}$

$S_{ky} = \beta_{ky} \times L = 0.33 \times 750 = 250 \text{ cm}$

$\lambda_y = \frac{250}{1.83} = 136.61$ ise $\omega_y = 4.89$

$\lambda_x = \frac{525}{6.53} = 80.39$ ise $\omega_x = 1.95$

$\sigma_{eb} = \frac{6.5}{16.18} = 0.4 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{bem} = \frac{28.72}{4.89} = 5.87 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{bx} = \frac{644}{87.81} = 7.38 \text{ kN/cm}^2$

$C_b = 1$ (EK C)

$\sigma_{by} = \frac{62}{13.27} = 4.69 \text{ kN/cm}^2$ **(3.14)**

$$\sigma'_{ex} = \frac{829\times10^4}{80.39^2} = 1282.77 \text{ kg/cm}^2 = 12.82 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.21)}$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829\times10^4}{89.61^2} = 10.32 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.21)}$$

C_{mx}=0.85 (Çubuk uçlarında yanal deplasman olabilir)

C_{my}=0.85 (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=(86.43; 144.63)

L_c=86.43 cm

L_b = 250 cm (1/3 lerden gergili L_b = 750/3)

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

$$\frac{l}{i_y} = 115.74$$

$$\sqrt{\frac{35889\times1}{3.6}} = 99.86 \le 115.74 \text{ olduğu için} \quad \textbf{(3.17)}$$

$$\sigma_{Bx1} = \frac{11963\times C_b}{(l/i_{yb})^2} = \frac{11963\times1}{(115.74)^2} = 8.9 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.18)}$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000\times1}{250\times15.7/5.81} = 12.49 \text{ kN/cm}^2 \text{ olduğu için} \quad \textbf{(3.19)}$$

$$\sigma_{Bx} = \text{mak}(\sigma_{Bx1};\ \sigma_{Bx2}) = 12.49 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.20)}$$

$$\sigma_{By} = 0.75\times36 = 27 \text{ kN/cm}^2 > 0.6\times36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0.4}{5.87}+\frac{0.85\times 7.38}{\left(1-\frac{1.97}{12.82}\right)\times 12.49}+\frac{0.85\times 4.69}{\left(1-\frac{1.97}{10.32}\right)\times 21.6}=0.88\le 1 \qquad \text{(Uygun)}$$

$$\frac{0.4}{0.6\times 36}+\frac{7.38}{12.49}+\frac{4.69}{21.6}=0.82\le 1 \qquad \text{(Uygun)}$$

Gergi Hesabı:

İki gergi halinde $Z_{mak}=\frac{1}{\cos\beta}\left(q_y\times\frac{L}{3}\times\frac{n-3}{2}\right)$

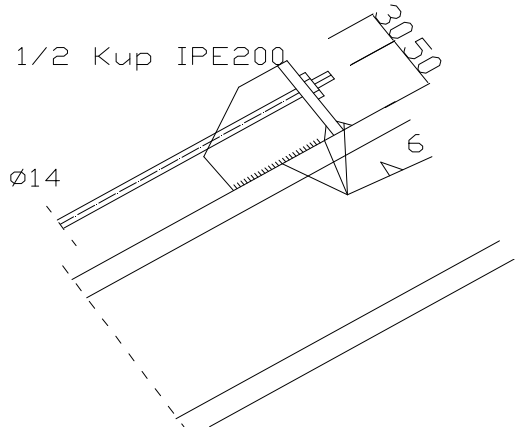
$$Z_{mak}=\frac{1}{0.515}\left(1.16\times\frac{7.5}{3}\times\frac{11-3}{2}\right)=22.64 \text{ kN}$$

Seçilen gergi enkesiti:

$$\phi 14 \quad F_d=\frac{\pi\times(0.86\times 1.4)^2}{4}=1.14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma=\frac{Z_{mak}}{F_d}=\frac{22.64}{1.14}=19.8 \text{ kN/cm}^2<21.6 \text{ kN/cm}^2 \qquad \text{(Uygun)}$$

Gerginin Mahyada Şed Kirişi Üst Başlığına Bağlantısı:



Şekil 3.4: Gergilerin Şed Kirişine Bağlantısı

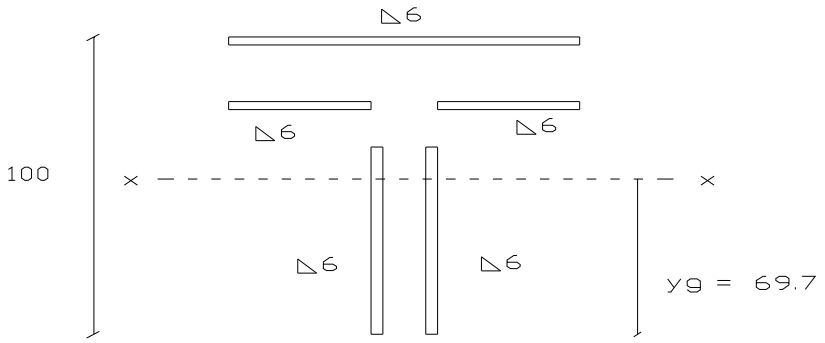
Kaynaklara gelen etkiler:

$R = 2 \times Z \times \cos\beta$

$R = 2 \times 22.64 \times \cos 59$

$R = 23.32$ kN

$M = R \times e = 23.32 \times 5 = 116.6$ kNcm



Şekil 3.5: Kaynak Çekme Bölgesi

$$y_g = \frac{0.4 \times (10 \times 10 + 2 \times 4.1 \times 9.15 + 2 \times 7.75 \times 3.87)}{0.4 \times (10 + 4.1 \times 2 + 7.75 \times 2)} = 6.97 \text{ cm}$$

$$I_k = 0.4 \times 10 \times 4.35^2 + 2 \times 0.4 \times 4.1 \times 3.5^2 + 2 \times 0.4 \times 7.75 \times 1.77^2 + \frac{7.75^3}{12} \times 0.4 \times 2$$

$I_k = 167.12 \text{ cm}^4$

$$W_k = \frac{167.12}{6.97} = 23.96 \text{ cm}^3$$

Gerilme Kontrolleri:

$$\tau_k = \frac{23.32}{6.2} = 3.76 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{116.6}{23.96} = 4.86 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$

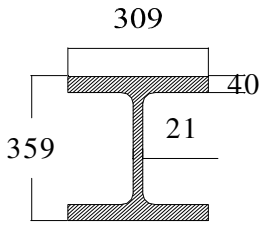
Kıyaslama gerilmesi tahkikine gerek yoktur.

3.2 Çerçeve Ana Kirişlerinin Boyutlandırılması

Çerçeve taşıyıcı sistemi, sisteme etkiyen yatay yükleri almak amacıyla oluşturulmuştur. Bu durumda çerçeveleri oluşturan kirişler, sadece kendi ağırlıkları ile yatay yüklerin etkisi altında kalmaktadırlar. Bu durum neticesinde kirişlerde oluşan kesit tesirleri:

Kesite gelen etkiler:

M_x= 18356.6 kNcm, T_{22}= 20.35 kN



Şekil 3.6: HEM 320Enkesiti

Tablo3.2: HEM320 Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
HEM320	312	68130	19710	3796	1276	14,78	7,95

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma = \frac{18356.6}{3796} = 4.83 \text{ kN/cm}^2 < 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Kesitin Kompaktlık Kontrolü: (bkz. [1], Tablo 8.2)

$$\frac{b}{t}=\frac{15.45}{4}=3.86\le 0.3\times\sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}}=0.3\times\sqrt{\frac{21000}{36}}=7.24 \quad \text{(uygun)}$$

$$\frac{h}{t_w}=\frac{27.9}{2.1}=13.28$$

$$\left|\frac{N_d}{\sigma_a\times A}\right|=\left|\frac{130.7}{36\times 312}\right|=0.01\le 0.1 \quad \textbf{(3.24)}$$

$$3.2\times\sqrt{\frac{21000}{36}}\times(1-3\times 0.01)=77.28 \quad \textbf{(3.23)}$$

$13.28 \le 77.28$ (uygun)

Yukarıda yapılan kontrollerle kesitin kompak olduğu görülmüştür.

Yanal Burkulma Kontrolü:

$F_b= 30.9\times 4+\frac{1}{3}\times 3.09\times\left(\frac{35.9-2\times 4}{2}\right)=133.365\ cm^2$

$I_{yb}= 4\times\frac{30.9^3}{12}=9834.543\ cm^4$

$i_{yb}= \sqrt{\frac{9834.543}{133.365}}=8.58\ cm$

$C_b=1.75+1.05\times\left(\frac{3370}{6417.06}\right)+0.3\times\left(\frac{3370}{6417.06}\right)^2=2.38$ >2.3 olduğundan (bkz. EK C)

$C_b = 2.3$ alınır.

L=Kiriş boyu = 18.00 m

$\beta_{ky} = 1.00$

$S_{ky}=\beta_{ky}\times L = 1.00\times 18.00 = 18.00$ m

L_c=minimum ($\frac{20\times b_f}{\sqrt{\sigma_a}};\frac{1407\times A_f}{d\times\sigma_a}$) (İMO-02 Uyarınca)

L_c=(325.71;1345.60)

L_c=325 cm

L_b = 1800 cm

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

$$\frac{l}{i_{yb}} = 209.79$$

$209.79 \geq \sqrt{\frac{35889\times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{35889\times 2.3}{3.6}} = 151.42$ olduğundan yalnız eğilme halinde emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi saptanır.

$$\sigma_{B1} = \frac{11963\times 2.3}{209.79^2} = 6.25 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.18)}$$

$$\sigma_{B2} = \frac{844000\times 2.3}{1800\times 35.9/133.365} = 40 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.19)}$$

olduğu için $\sigma_B = \min(6.25;40)$ kN/cm^2 < $0.6\times 36 = 21.6$ kN/cm^2

σ = 4.83 kN/cm^2 < 6.25 kN/cm^2

olduğu için yanal burkulma tehlikesi yoktur.

Kesme Güvenliğinin Kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

V=20.35 kN

$F_g = (35.9-2\times 4)\times 2.1 = 58.59$ cm^2

$$\tau = \frac{20.35}{58.09} = 0.35 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.34 \text{ kN/cm}^2 \qquad \text{(Uygun)}$$

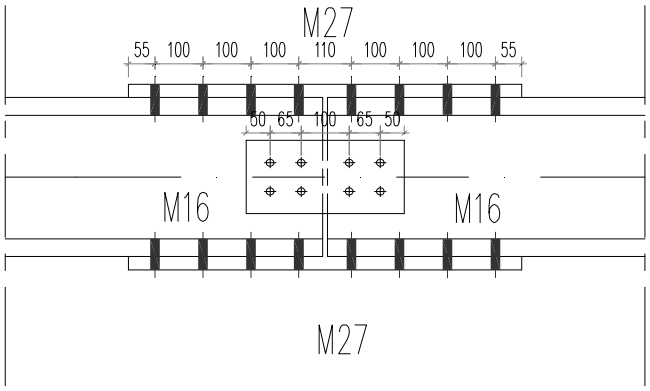
Kesitin Sehim Kontrolü:

Çerçeve kirişinin sisteme etkiyen yükler altında yaptığı sehim değeri SAP2000 programından bulunmuştur.

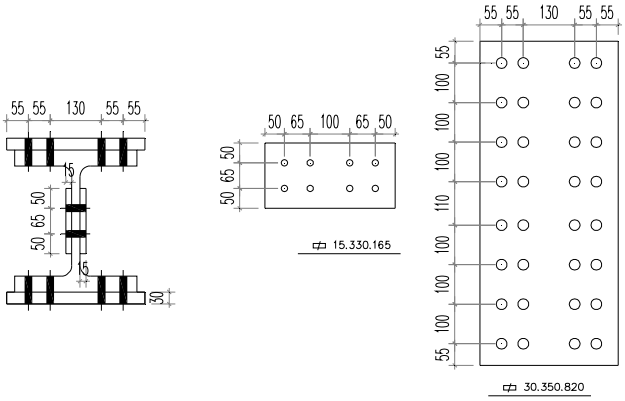
$$0.7 \text{ cm} < 6 \text{ cm} = \frac{L}{300}$$

Ana Kiriş Ekinin Hesaplanması:

Ana kiriş eki eğilme kapasitesine göre yapılacaktır. Bu yaklaşımla eklenen başlık ve gövde levhalarının alanını profil başlık ve gövde levhalarının alanından büyük ve ağırlık merkezleri çakışacak şekilde seçilmiştir. Böylece ek levhalarının tahkikine gerek kalmamış sadece bağlantı elemanları için hesap yapılmıştır. Başlık bulonları sadece momentten kaynaklanan etkiye göre boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.7: HEM 320 Kirişi Eki



Şekil 3.8: Çerçeve Kirişi Ek Detayı

$F^{g}{}_{n}$ =27.9× 2.1 - 2×1.7×2.1 = 51.45 cm^2

$F^{g}{}_{nek}$ =2×1.5×20 - 2×1.7×1.5= 54.9 cm^2

$F^{b}{}_{n}$ =30.9× 4 - 4×2.8×4 = 78.8 cm^2

$F^{b}{}_{nek}$ =35×3 - 4×2.8×3 = 71.4 cm^2

$F^{g}{}_{n} < F^{g}{}_{nek}$, $F^{b}{}_{n} < F^{b}{}_{nek}$ (Uygun)

$$I^{g}{}_{ek} = 2\times \frac{1.5\times 20^3}{12} = 2000 \text{ cm}^4$$

$I^{b}{}_{ek}$ =2×40×3×19.45^2 = 90792.6 cm^4

$\sum I_{ek} = I^{g}{}_{ek} + I^{b}{}_{ek}$ = 2000 + 90792.6 =92792.6 cm^4

M_{ek} = 21.6×4435 = 81993.6 kNcm >5417.06 kNcm

V_{ek} = 20.35 kN

$$M^{b}{}_{ek} = \frac{I^{b}{}_{ek}}{\sum I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{90792.6}{92792.6} \times 81993.6 = 80226.36 \text{ kNcm}$$

$$M^{g}{}_{ek} = \frac{I^{g}{}_{ek}}{\sum I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{2000}{92792.6} \times 81993.6 = 1767.24 \text{ kNcm}$$

Başlık Bulonlarının İrdelenmesi:

$$N_b = \frac{M^{b}{}_{ek}}{h} = \frac{80226.36}{35.9} = 2234.71 \text{ kN}$$

$\tau_{sem} = 28$ kN/cm^2 , $\sigma_{lem} = 48$ kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 28 = 147.70 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 3 \times 2.8 \times 48 = 352.8 \text{ kN}$$

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 147.70$ kN

$$n_{bulon} = \frac{2234.71}{147.70} = 15.12$$ seçilen bulon çift sıralı olarak teşkil edilen 16M27'dir.

Gövde Bulonlarının İrdelenmesi :

$$\sum M^{g}{}_{ek} = M^{g}{}_{ek} + Q_{ek} \times a = 1767.24 + 20.35 \times 8.25 = 1935.13 \text{ kNcm}$$

$$\sum r^2 = 4 \times r^2{}_1 = 4 \times 4.59^2 = 84.27 \text{ cm}^2$$

$$N^{M}{}_{1y} = \frac{x}{\sum r^2} \times \sum M^{g}{}_{ek} = \frac{3.25}{84.27} \times 1767.24 = 68.15 \text{ kN}$$

$$N^{M}{}_{1x} = \frac{y}{\sum r^2} \times \sum M^{g}{}_{ek} = \frac{3.25}{84.27} \times 1767.24 = 68.15 \text{ kN}$$

$$N^{Q}{}_{1y} = \frac{20.35}{4} = 5.08 \text{ kN}$$

N_{1y}^{M} : bulonların ağırlık merkezine en uzak mesafedeki bulonda, y ekseni doğrultusunda momentten dolayı oluşan kesme kuvveti.

N_{1x}^{M} : bulonların ağırlık merkezine en uzak mesafedeki bulonda, x ekseni doğrultusunda momentten dolayı oluşan kesme kuvveti.

N_{1y}^{Q} : kesitteki kesme kuvvetinin bir bulon üzerindeki y doğrultusunda oluşturduğu kesme kuvvetidir.

Bir bulona etkiyen kesme kuvveti ise:

$$\sum N = (\sqrt{((N^{M}{}_{1y}) + (N^{Q}{}_{1y}))^2 + (N^{M}{}_{1x})^2}) = \sqrt{((68.15 + 5.08))^2 + (68.15)^2}$$

$$\sum N = 100 \text{ kN}$$

$\tau_{sem} = 28$ kN/cm^2 , $\sigma_{lem} = 48$ kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \text{m} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 1.7^2}{4} \times 28 = 108.95 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.1 \times 1.7 \times 48 = 149.94 \text{ kN}$$

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 108.95$ kN

108.95 kN > 100 kN, 4 adet M16 (SL) bulon seçilmiştir.

3.3 Kolonların Boyutlandırılması

Modelde iki tip kolon bulunmaktadır. İlk kolon tipi yapma kesitlerden oluşurken, ikinci kolon hadde profillerinden seçilmiştir. Kolonların kontrolü en olumsuz kesit tesirlerine göre yapılmıştır.

3.3.1 S101 Kolonunun Boyutlandırılması

Çerçeve kolonları boyutlandırılması eksenel basınç ve eğilme durumuna göre yapılacaktır. Eleman boyutlandırılırken (3.9) denklemindeki koşullar sağlanıyorsa denklem (3.10), eğer bu koşullar sağlanmıyorsa (3.11) denklemi kullanılacaktır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15 \qquad \textbf{(3.9)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \qquad \textbf{(3.10)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{'ey}}\right) \times \sigma_{By}} \leq 1 \qquad \textbf{(3.11a)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_{a}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \qquad \textbf{(3.11b)}$$

Yukarıdaki formüllerde :

σ_{bem} :Yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek gerilme.

σ_{eb} :Yalnız basınç kuvveti etkisi altında hesaplanacak gerilme.

σ_{bx}, σ_{by} :Yalnız eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan eğilme - basınç başlığı gerilmeleri.

σ_{Bx}, σ_{By} : Yalnız eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak eğilme - basınç başlığı için emniyet gerilmeleri.

σ'_{ex}, σ'_{ey} : Kesit asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmesinden türetilen gerilmeler.

C_{mx}, C_{my} : M_x ve M_y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önünde tutan katsayılar.

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} \qquad \textbf{(3.12)}$$

σ_{bem} : TS648 Çizlege 3'e göre bulunacaktır. **(3.13)**

$$\sigma_b = \frac{M_x}{I_x} \times (d_1 + t_1) \qquad \textbf{(3.14)}$$

$$L_b < L_c \Rightarrow \sigma_B = 0.66 \times \sigma_B \qquad \textbf{(3.15)}$$

$L_b > L_c \Rightarrow$ aşağıdaki yol izlenir.

$$\sqrt{\frac{7177 \times C_b}{\sigma_a}} \le \frac{l}{i_{yb}} \le \sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (l/i_{yb})^2}{107666 \times C_b}\right] \times \sigma_a \qquad \textbf{(3.16)}$$

$$\sqrt{\frac{35889 \times C_b}{\sigma_a}} \le \frac{l}{i_{yb}} \text{ ise } \qquad \sigma_{Bx} = \frac{11963 \times C_b}{(l/i_{yb})^2} \qquad \textbf{(3.17)}$$

$$\sigma_{Bx1} = \frac{11963 \times C_b}{(l/i_{yb})^2} \le 0.6 \times \sigma_a \qquad \textbf{(3.18)}$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times C_b}{l \times d / F_b} \qquad \textbf{(3.19)}$$

$$\sigma_{Bx} = \text{mak}\,(\sigma_{Bx1} ; \sigma_{Bx2}) \le 0.6 \times \sigma_a \qquad \textbf{(3.20)}$$

$$\sigma'_e = \frac{829 \times 10^4}{\lambda^2_x} \qquad \textbf{(3.21)}$$

Elemanın zayıf yönde narinliğine göre tahkikte ise yalnız eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak eğilme basınç başlığı emniyet gerilmeleri hesaplanır. Ayrıca

yukarıdaki denklemlerden bulunan bu emniyet gerilmesi Denklem (3.20) ile bulunan değerden küçük olmalıdır.

Ayrıca kesitin kompaktlık kontrolü yapılmalıdır. Bu kontrol Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2'ye göre Denklem (3.22), Denklem (3.23) ve Denklem (3.24) ile yapılır.

Eğilme etkisindeki I Kesitleri için:

$$\frac{b}{t} \le 0.3 \times \sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} \qquad \textbf{(3.22)}$$

$$\frac{h}{t_w} \le 3.2 \times \sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} \qquad \textbf{(3.23)}$$

Eğilme ve basınç etkisindeki I Kesitleri için:

$$\frac{h}{t_w} \le \begin{cases} \left|\frac{N_d}{\sigma_a \times A}\right| \le 0.1 \Rightarrow 3.2 \times \sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} \times \left(1 - 3 \times \left|\frac{N_d}{\sigma_a \times A}\right|\right) \\ \left|\frac{N_d}{\sigma_a \times A}\right| \ge 0.1 \Rightarrow 1.18 \times \sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} \times \left(2 - \left|\frac{N_d}{\sigma_a \times A}\right|\right) \end{cases} \qquad \textbf{(3.24)}$$

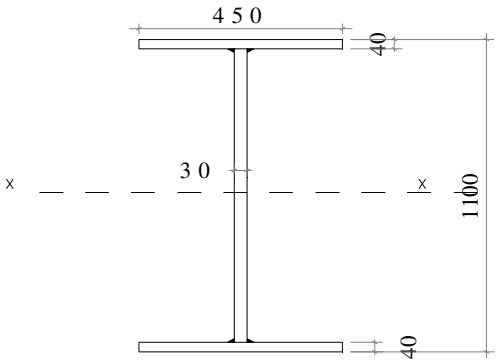
Denklemlerde bulunan C_b ve C_m değerleri EK C'de verilen formüllere göre bulunmuştur.

Haç en kesitli kolonlar kaynaklanmak suretiyle levhalardan oluşturulmuştur (Şekil 3.10.). Elemanlar eğilme ve basınç etkisinde olan elemanlardır. Bu nedenle yukarıda gösterilen kontroller yapılacaktır. Ayrıca yapma kesit olmalarından dolayı köşe kaynaklar tahkik edilecektir.

Kesite gelen etkiler:

P= 1754.23 kN, M_{xx}= 77916.16 kNcm, M_{yy} = 8579.45 kNcm, T_{33} = 30.49 kN

T_{22} = 67.77 kN



Şekil 3.9: S101 Kolonu Enkesiti

Tablo 3.3: S101 Kolonu Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
S101	666	1277022	60980	23219	2710	43.78	9.56

$$F_b = 4\times 45 + \frac{1}{3}\times 3\times\left(\frac{110-2\times 4}{2}\right) = 231 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = I_{xb}\ \frac{45^3\times 4}{12} = 30375 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{30375}{231}} = 11.47 \text{ cm}$$

Kesitin Kompaktlık Kontrolü: (bkz. [1], Tablo 8.2)

$$\frac{b}{t} = \frac{22.5}{4} = 5.62 \le 0.3\times\sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} = 0.3\times\sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.24 \qquad \text{(Uygun)} \qquad \textbf{(3.22)}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{102}{3} = 34 \qquad \textbf{(3.23)}$$

$$\left|\frac{N_d}{\sigma_a \times A}\right| = \left|\frac{1754.2}{666\times 36}\right| = 0.06 \le 0.1 \qquad \textbf{(3.24)}$$

$$3.2\times\sqrt{\frac{21000}{36}}\times(1-0.06)=72.65 \qquad \textbf{(3.24)}$$

$34 \le 53.29$ (Uygun)

Yukarıda yapılan kontrollerle kesitin kompak olduğu görülmüştür. Dolayısıyla bu kesitte yük taşıma kapasitesini azaltacak bir yerel burkulma yapması beklenmemektedir.

C_{my}=0.4, C_{mx}=0.85 (EK C)

C_{bx}=1,75+1.05 $\left(\frac{57672.52}{77916.16}\right)+0.3\times\left(\frac{57672.52}{77916.16}\right)^2$ = 2.69 > 2.3 olduğu için (bkz.EK C)

C_{bx} = 2.3 alınır.

L=Kolon boyu = 23.9 m

β_{ky} = 0.334

β_{kx} = 2.00

S_{ky}= $\beta_{ky}\times$L=0.334 $\times$23.90 =8.00 m

S_{kx}= $\beta_{kx}\times$L=2.00 $\times$23.90 =47.80 m

λ_x= $\frac{4780}{43.78}$ = 109.18

λ_y= $\frac{800}{9.56}$ = 83.68

$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{1754.23}{666} = 2.63$ kN/cm^2 **(3.12)**

λ_{mak}=109.18 ise

σ_{bem} = 6.97 kN/cm^2 (bkz. [4], Çizelge 8)

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{77916.16}{23219} = 3.35 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.14)}$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_{yy}}{W_y} = \frac{8579.45}{2710} = 3.16 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.14)}$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{109.18^2} = 695.42 \text{ kg/cm}^2 = 6.95 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.21)}$$

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

L_c = min (474.34;639.55)

$L_c = 474.34$ cm

$L_b = 2390$ cm

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

$$\frac{l}{i_y} = \frac{2390}{11.47} = 208.29$$

$$\sqrt{\frac{35889 \times 2.3}{3.6}} = 151.42 < 208.29 \text{ olduğu için} \quad \textbf{(3.17)}$$

$$\sigma_{Bx1} = \frac{11963 \times 2.3}{(208.29)^2} = 6.34 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.18)}$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 2.3}{2390 \times 110/231} = 17.05 \text{ kN/cm}^2 \text{ olduğu için} \quad \textbf{(3.19)}$$

$\sigma_{Bx} = \text{mak}(\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 17.05 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{By} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{By} = 21.6 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{83.68^2} = 11.83 \ \text{kN/cm}^2$$

$$\frac{2.63}{6.97} + \frac{0.85 \times 3.35}{\left(1 - \frac{2.63}{6.95}\right) \times 17.05} + \frac{0.4 \times 3.16}{\left(1 - \frac{2.63}{11.83}\right) \times 21.6} = 0.71 \leq 1 \qquad \text{(Uygun)} \qquad \textbf{(3.11a)}$$

$$\frac{2.63}{0.6 \times 36} + \frac{3.35}{17.05} + \frac{3.16}{21.6} = 0.53 \leq 1 \qquad \text{(Uygun)} \qquad \textbf{(3.11b)}$$

Kesme Güvenliğinin Kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.(bkz. Şekil 3.9)

V=67.77 kN

$F_g = 3 \times 102 = 306 \ \text{cm}^2$

$$\tau = \frac{V}{F_g} = \frac{67.77}{306} = 0.22 \ \text{kN/cm}^2 \leq 14.34 \ \text{kN/cm}^2 \qquad \text{(Uygun)}$$

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.

$3\text{mm} \leq a \leq 0.7 \times t = 0.7 \times 3 = 2.1$ cm

seçilen kaynak kalınlığı:1.5 cm

$15 \times a \leq L_k \leq 100 \times a$, a= 1.5 cm

$L_k = 100$ cm

$S_{22} = 40 \times 3 \times 51.75 = 6210 \ \text{cm}^2$

$$\tau = \frac{Q \times S}{2 \times I \times a} = \frac{67.77 \times 6210}{2 \times 1277022 \times 1.5} = 0.11 \text{kN/cm}^2 \leq 14.34 \ \text{kN/cm}^2$$

$F_b = 45\times4 = 180\ cm^2$

$F_t = 666\ cm^2$

P^n_k = Normal Kuvvetten Kaynaklanan Etki:

$$P^n_k = N\times\frac{F_b}{F_t} = 1654.23\times\frac{180}{666} = 447.48\ kN$$

P^m_k = Momentten Kaynaklanan Etki:

$$P^m_k = \frac{M}{h_g} = \frac{77916.16}{102} = 763.88\ kN$$

$P_k = P^n_k + P^m_k = 447.48 + 763.88 = 1211.36\ kN$

$F_k = (100-2\times1.5)\times1.5 = 145.5\ cm^2$

$$\sigma_k = \frac{1211.36}{145.5} = 8.32\ kN/cm^2 \le 0.3\times70 = 21\ kN/cm^2 \qquad \text{(İMO-01)}$$

$$\sigma_v = \left(\sqrt{\sigma^2_k + \tau^2_k}\right) = \sqrt{8.32^2 + 0.11^2} = 8.32\ kN/cm^2 \le 21\ kN/cm^2$$

S101 Kolonunun 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.

$F^g_n = 102\times3 - 4\times3\times2.8 = 272.4\ cm^2$

$F^g_{nek} = 2\times2.5\times60 - 4\times2.8\times2 = 277.6\ cm^2$

$F^b_n = 45\times 4 - 4\times2.8\times4 = 135.2\ cm^2$

$F^b_{nek} = 45\times4 - 4\times2.8\times3.5 = 140.8\ cm^2$

$F^{g}{}_{n} < F^{g}{}_{nek}$, $F^{b}{}_{n} < F^{b}{}_{nek}$ (Uygun)

Başlık Bulonlarının İrdelenmesi:

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

$N_b = 1.7 \times 6.97 \times 45 \times 4 = 2133$ kN

$\tau_{sem} = 28$ kN/cm^2 , $\sigma_{lem} = 48$ kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 28 = 172.41 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 4 \times 2.8 \times 48 = 537.7$ kN

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 293.09$ kN

$$n_{bulon} = \frac{2133}{172.41} \approx 12$$ seçilen 8 M27 (SLP)

Gövde Bulonlarının İrdelenmesi :

$N_b = 1.7 \times 6.97 \times 102 \times 3 = 3625$ kN

$\tau_{sem} = 28$ kN/cm^2 , $\sigma_{lem} = 48$ kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 28 = 344.82 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 3 \times 2.8 \times 48 = 403.2$ kN

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 344.82$ kN

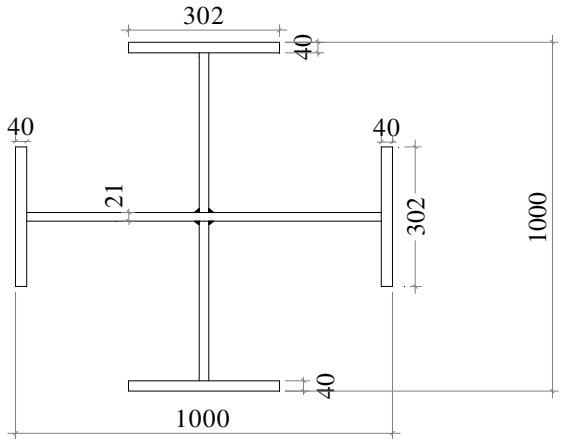
$$n_{bulon} = \frac{3625}{344.82} = 10.51 \text{ seçilen 12 M 27 (SLP)}$$

3.3.2 S102 Kolonunun Boyutlandırılması

Kesite gelen etkiler:

P= 3152.9 kN, M_{xx}= 33756.19 kNcm, M_{yy} = 3247.7 kNcm, T_{33} = 9.88 kN

T_{22} = 43.6 kN



Şekil 3.10: S102 Kolonu Enkesiti

Tablo 3.4: S102 Kolonu Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
S102	873	724574	724574	14376	14376	28.81	28.81

$$F_b = 4 \times 30.2 + \frac{1}{3} \times 2.1 \times \left(\frac{100 - 2 \times 4}{2} \right) = 153 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = I_{xb} \frac{30.2^3 \times 4}{12} = 9181.2 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = i_{xb} = \sqrt{\frac{9181.2}{153}} = 7.74 \text{ cm}$$

Kesitin Kompaktlık Kontrolü: (bkz. [1], Tablo 8.2)

$$\frac{b}{t}=\frac{30.2}{4}=3.77\le 0.3\times\sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}}=0.3\times\sqrt{\frac{21000}{36}}=7.24 \quad \text{(Uygun)} \quad \textbf{(3.22)}$$

$$\frac{h}{t_w}=\frac{92}{2.1}=43.8 \quad \textbf{(3.23)}$$

$$\left|\frac{N_d}{\sigma_a\times A}\right|=\left|\frac{3152.9}{873\times 36}\right|=0.105\ge 0.1 \quad \textbf{(3.24)}$$

$$1.18\times\sqrt{\frac{21000}{36}}\times(2-0.105)=53.98 \quad \textbf{(3.24)}$$

$43.8 \le 53.98$ (Uygun) **(3.23)**

Yukarıda yapılan kontrollerle kesitin kompak olduğu görülmüştür. Dolayısıyla bu kesitte, yük taşıma kapasitesini azaltacak bir yerel burkulma yapması beklenmemektedir.

C_{my}=0.4, C_{mx}=0.85 (EK C)

C_{bx}=1,75+1.05 $\left(\frac{20542.62}{33756.19}\right)+0.3\times\left(\frac{20542.62}{33756.19}\right)^2$ = 2.5 > 2.3 olduğu için

C_{bx} = 2.3 alınır.

L=Kolon boyu = 23.9 m

β_{ky} = 0.334

β_{kx} = 1.32

S_{ky}= $\beta_{kx}\times$L=0.334 $\times$23.90 =8.00 m

S_{kx}= $\beta_{ky}\times$L = 1.32 $\times$23.90 = 31.60 m

λ_x= $\frac{3160}{28.81}$ = 109.68

$\lambda_x = \frac{800}{28.81} = 27.76$

$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{3152.9}{873} = 3.61 \text{ kN/cm}^2$ **(3.12)**

$\sigma_{bem} = 6.97 \text{ kN/cm}^2$ (bkz. [4], Çizelge 8)

$\sigma_{bx} = \frac{M_{xx}}{W_x} = \frac{33756.19}{14376} = 2.34 \text{ kN/cm}^2$ **(3.14)**

$\sigma_{by} = \frac{M_{yy}}{W_y} = \frac{3247.7}{14376} = 0.21 \text{ kN/cm}^2$ **(3.14)**

$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{109.68^2} = 689.08 \text{ kg/cm}^2 = 6.89 \text{ kN/cm}^2$ **(3.21)**

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

$L_c = \min(318.34.468.38)$

$L_c = 318.34 \text{ cm}$

$L_b = 1580 \text{ cm}$

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

$\frac{l}{i_y} = 204.02$

$\sqrt{\frac{35889 \times 2.3}{3.6}} = 151.42 < 238.52$ olduğu için

$\sigma_{Bx1} = \frac{11963 \times 2.3}{(204.02)^2} = 6.61 \text{ kN/cm}^2$ **(3.18)**

$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 2.3}{1580 \times 100/153} = 18.79 \text{ kN/cm}^2$ olduğu için **(3.19)**

$\sigma_{Bx2} = 18.79 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{Bx} = \text{mak}(\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 18.79 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{By} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{By} = 21.6 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{27.76^2} = 107.57 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.21)}$$

$$\frac{3.61}{6.97} + \frac{0.85 \times 2.34}{\left(1 - \frac{3.61}{6.89}\right) \times 18.79} + \frac{0.4 \times 0.21}{\left(1 - \frac{3.61}{107.57}\right) \times 21.6} = 0.752 \leq 1 \quad \text{(Uygun)} \quad \textbf{(3.11a)}$$

Kesme Güvenliğinin Kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.(bkz. Şekil 3.10)

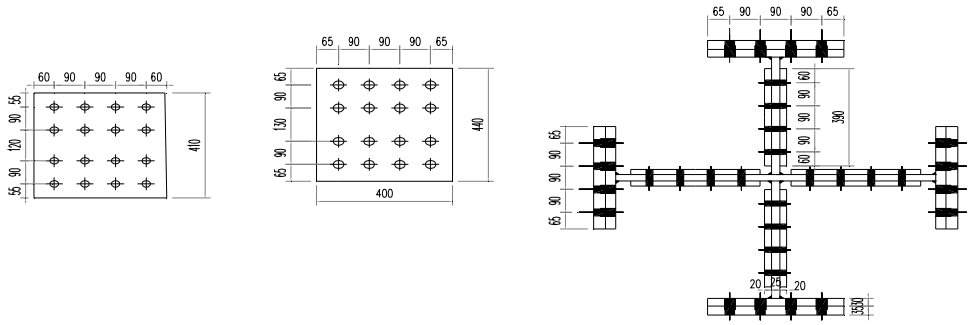
V=43.6 kN

$F_g = 2.1 \times 92 = 193.2 \text{ cm}^2$

$$\tau = \frac{V}{F_g} = \frac{43.6}{193.2} = 0.25 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.34 \text{ kN/cm}^2$$

S101 Kolonunun 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 3.11: S102 Kolonu Ek Detayı

$F^{g}{}_{n}$ =92×2.1 - 8×2.1×2.8 = 146.16 cm^2

$F^{g}{}_{nek}$ = 4×2×39 - 8×2.8×1.7 = 227.12 cm^2

$F^{b}{}_{n}$ = 30.2× 4 - 4×2.8×4 = 76 cm^2

$F^{b}{}_{nek}$ = 30.2×4 - 4×2.8×4 = 76 cm^2

$F^{g}{}_{n} < F^{g}{}_{nek}$, $F^{b}{}_{n} < F^{b}{}_{nek}$ (Uygun)

Başlık Bulonlarının İrdelenmesi:

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

N_b = 1.7×6.97×30.2×4 = 1431 kN

τ_{sem} = 28 kN/cm^2 , σ_{lem} = 48 kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 28 = 172.41 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 4 \times 2.8 \times 48 = 537.6$ kN

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 172.41$ kN

$n_{bulon} = \dfrac{1431}{172.41} \approx 8.00$ seçilen 8 M27 (SLP)

Gövde Bulonlarının İrdelenmesi :

$N_b = 1.7 \times 6.97 \times 92 \times 2.1 = 2289$ kN

$\tau_{sem} = 28$ kN/cm^2 , $\sigma_{lem} = 48$ kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \text{m} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 28 = 344.82 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.1 \times 2.8 \times 48 = 282.24$ kN

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 282.24$ kN

$n_{bulon} = \dfrac{2289}{282.24} \approx 8$ seçilen 8 M 27 (SLP)

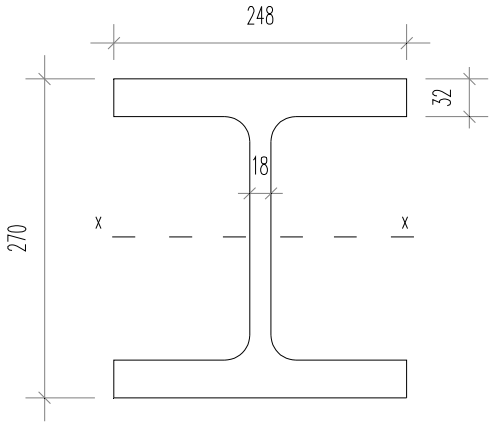
3.3.3 S103 Kolonunun Boyutlandırılması

S103 kolonu hadde profillerinden oluşturulmuştur. Elemanlar eğilme ve basınç etkisinde olan elemanlardır. Bu nedenle yukarıda yapılan kontroller yapılacaktır.

Kesite gelen etkiler:

P= -408.10 kN, $M_{yy} = 126.55$ kNcm, $M_{xx} = 5055.17$ kNcm, $T_{33} = 0.51$ kN

$T_{22} = 26.27$ kN



Şekil 3.12: S103 Kolonu Enkesiti

Tablo 3.5: S103 Kolonu Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
S103	199.6	24290	8153	1799	657,5	11,03	6,39

$$F_b = 3.2\times 24.8 + \frac{1}{3}\times 1.8\times\left(\frac{27-2\times 3.2}{2}\right) = 85.54 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{24.8^3\times 3.2}{12} = 4067.46 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{4067.46}{85.54}} = 6.89 \text{ cm}$$

Kesitin Kompaktlık Kontrolü: (ABYYHY Taslak-2)

$$\frac{b}{t} = \frac{12.4}{3.2} = 3.875 \le 0.3\times\sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} = 0.3\times\sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.24 \quad \text{(Uygun)} \quad \textbf{(3.22)}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27}{1.8} = 15 \quad \textbf{(3.23)}$$

$$\left|\frac{N_d}{\sigma_a \times A}\right| = \left|\frac{625.906}{199.60 \times 36}\right| = 0.08 \le 0.1 \quad \textbf{(3.24)}$$

$$3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} \times (1 - 3 \times 0.08) = 57.09 \quad \textbf{(3.24)}$$

$15 \le 57.09$ (Uygun) **(3.24)**

Yukarıda yapılan kontrollerle kesitin kompak olduğu görülmüştür.

C_{mx}=0.85, C_{my} = 0.66 (EK C)

C_{bx}=1,75-1.05 $\left(\frac{3216.91}{5055.17}\right) + 0.3 \times \left(\frac{3216.91}{5055.17}\right)^2 = 1.2$ (EK C)

L=Kolon boyu = 9.3 m

$\beta_{kx} = 2$

$\beta_{ky} = 0.537$

$S_{kx} = \beta_{kx} \times L = 2 \times 9.30 = 18.60$ m

$S_{ky} = \beta_{ky} \times L = 0.537 \times 9.30 = 5.00$ m

$\lambda_y = \frac{500}{6.39} = 78.27$

$\lambda_x = \frac{1860}{11.03} = 168.63$

$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{408.10}{199.6} = 2.44$ kN/cm^2 **(3.12)**

σ_{bem} = 2.93 kN/cm^2 (bkz. [4], Çizelge 8)

$\sigma_{bx} = \frac{5055.17}{1799} = 2.80$ kN/cm^2 **(3.14)**

$$\sigma_{by} = \frac{126.55}{657.5} = 0.19 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.14)}$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{168.63^2} = \ = 29.1 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.21)}$$

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

$L_c = \min(261.41; 1148.76)$

$L_c = 261.41$ cm

$L_b = 500$ cm

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

$$\frac{l}{i_y} = 72.79$$

$$\sqrt{\frac{7177 \times 1.2}{3.6}} = 48.91 \le 72.49 \le \sqrt{\frac{35889 \times 1.2}{3.6}} = 109.37 \text{ olduğu için}$$

$$\sigma_{Bx1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3.6 \times (72.49)^2}{107666 \times 1.2} \right] \times 36 = 18.72 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.16)}$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.2}{500 \times 27 / 85.54} = 64.17 \text{ kN/cm}^2 \text{ olduğu için} \quad \textbf{(3.19)}$$

$\sigma_{Bx} = \text{mak } (\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 64.17 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$ olduğu için

$\sigma_{Bx} = 21.6 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{By} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{By} = 21.6 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{78.24^2} = 13.53 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(3.21)}$$

$$\frac{2.44}{2.93}+\frac{0.85\times 2.8}{\left(1-\frac{2.44}{29.1}\right)\times 21.6}+\frac{0.66\times 0.19}{\left(1-\frac{2.44}{13.53}\right)\times 21.6}=0.96<1 \qquad \textbf{(3.11a)}$$

Kesme Güvenliğinin Kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

V=26.27 kN

$F_g = 1.8\times(27-2\times 3.2)=37.08\ cm^2$

$$\tau=\frac{V}{F_g}=\frac{26.27}{37.08}=0.7\ kN/cm^2 \le 14.34\ kN/cm^2$$

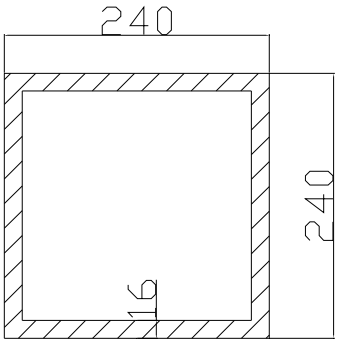
3.4 Güçlendirme Elemanının Boyutlandırılması

Güçlendirme elemanlarının boyutlandırılması V şeklindeki süneklik düzeyi yüksek merkezi bağlanmış çaprazlardan oluşan güçlendirme elemanlarının uyması gereken koşullara göre yapılmıştır.

Bu kurallar:

- Örgü elemanları, deprem yüklerinin oluşturduğu eksenel yükün 1.5 katı için boyutlandırılmalıdır.
- Örgü elemanlarının birleştiği kiriş elemanları, kolonlar arasında sürekli olmalıdır.
- Ters V şeklindeki örgü elemanları kirişe alttan birleşirlerse kiriş, üzerine gelen bütün gravitasyonel yükleri söz konusu örgü sistemi yokmuş gibi taşıyabilmelidir.

Bu koşullar dikkate alınarak seçilen çapraz elemanı kesiti Şekil 3.12'de verilmiştir.



Şekil 3.13: Güçlendirme Elemanı Enkesiti (Kutu Kesit)

Şeçilen Kesit: □ 240×240×16 (F = 143.4 cm^2)

$P_d=1.5\times P_T$

P_E= Deprem yükünden dolayı oluşan eksenel kuvvet.

P_E=251.5 kN

P_V= Düşey yükten dolayı oluşan eksenel kuvvet.

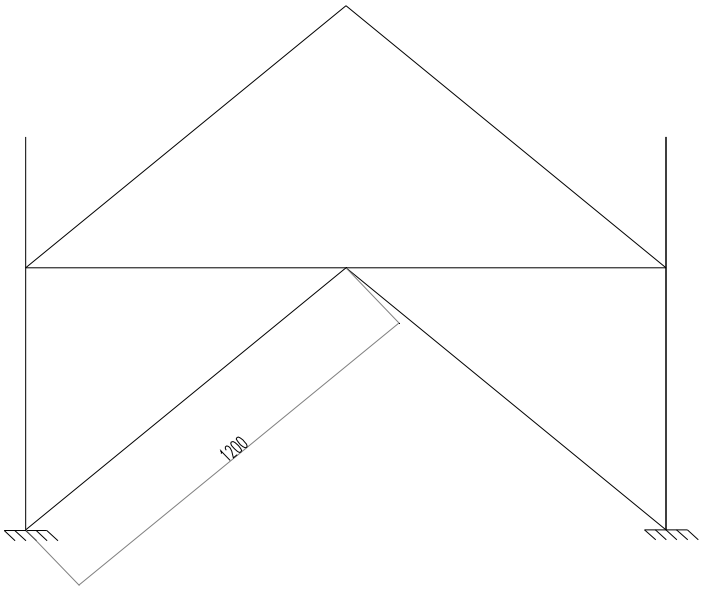
P_E=184.3 kN

P_T=251.5+184.3=435.80 kN

P_d=1.5×435.8 = 653.7 kN

β=1.00 (Burkulma boyu katsayısı)

L=1200 cm (Şekil 3.13) (Güçlendirme elemanı boyu)



Şekil 3.14: Güçlendirme Elemanının Sistemdeki Yeri

$$S=\frac{1200}{9.16}=131 \quad \text{ise } \omega = 3.81$$

$$\lambda_{mak}=5.87\times\sqrt{\frac{E}{\sigma_a}}=5.87\times\sqrt{\frac{2100}{3.6}}=141.77\ ,\ \lambda \le \lambda_{mak} \qquad \text{(Uygun)}$$

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma_{em}=1.33\times0.6\times36 = 28.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \omega\times\frac{P_d}{F}=\frac{653.7}{143.4}\times3.81 = 17.36 \text{ kN/cm}^2 < 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

Ayrıca kesitin kompak kesit olup olmadığı kontrol edilmelidir. Kutu kesitin kompak olması (3.24) koşuluna uyması ile ilgilidir(bkz.[1], Tablo 8.2)

$$(\frac{b}{t};\frac{h}{t_w})<0.7\times\sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} \qquad \textbf{(3.25)}$$

$$\frac{24}{1.6}=15$$

$$0.7 \times \sqrt{\frac{2100}{3.6}} = 16.9 > 15 \qquad \text{(Uygun)}$$

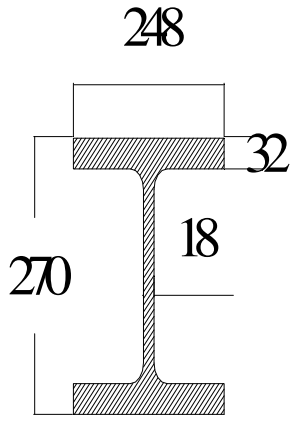
Yapılan kontroller sonucunda seçilen elemanın kompak kesit olduğu belirlenmiştir.

3.5 Eğrisel Şed Kirişin Boyutlandırılması

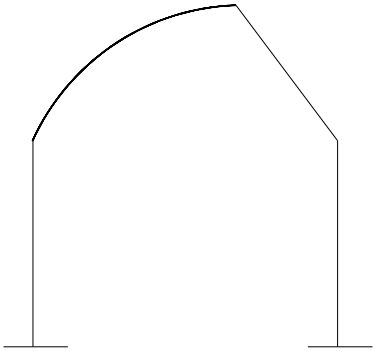
Sistemde çatı kirişleri, kiriş için seçilen kesitin çeyrek daire formunu alacak şekilde döndürülmesiyle oluşturulmuştur. Kirişlerin üst başlıklarının çatı çaprazlarının kiriş ile birleştiği düğüm noktalarında tutulmuştur. Sistem modellenirken analiz programına eğrisel eleman tanımlama imkanı bulunmadığından kirişler 8 eşit parçaya bölünüp, doğrusal elemanlardan oluşacak şekilde SAP2000 programına girişi yapılmıştır.

Kesite gelen etkiler:

P= -418.1 kN, M_x= 22821.19 kNcm, T_2= 37.58 kN



Şekil 3.15: Eğrisel Şed Kirişi Enkesiti



Şekil 3.16: Eğrisel Şed Kirişinin Sistemdeki Yeri

Tablo 3.6: HEM240 Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
HEM240	199.6	24290	8153	1799	657.5	11.03	6.39

$$F_b = 24.8 \times 3.2 + \frac{1}{3} \times 1.8 \times \left(\frac{27 - 2 \times 3.2}{2} \right) = 85.54 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3.2 \times \frac{24.8^3}{12} = 4067.46 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{4067.46}{85.54}} = 6.89 \text{ cm}$$

C_{bx}=1.00, C_m =0.65 (EK C)

L=Kiriş boyu = 13.27 m

$\beta_{kx} = 0.50$

$S_{kx} = \beta_{kx} \times L = 0.50 \times 13.27 = 6.63$ m

$\lambda_x = \frac{663}{11.03} = 60.15$ ise $\omega_x = 1.52$

$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{418.1}{199.6} = 2.09$ kN/cm^2

$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{çem}}{w_x} = \frac{21.6}{1.52} = 14.21$ kN/cm^2

$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{22821.19}{1799} = 12.68$ kN/cm^2

$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^{\,2}} = \frac{829 \times 10^4}{60.15^2} = 22.91$ kN/cm^2

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

$L_c = \min\ (261.41\ ;\ 11482.76)$

$L_c = 261.41$ cm

$L_b = 663$ cm

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

$\frac{l}{i_y} = 96.22$

$\sqrt{\frac{7177 \times 1.0}{3.6}} = 44.64 \le 96.22 \le \sqrt{\frac{35889 \times 1.0}{3.6}} = 99.84$ olduğu için

$$\sigma_{Bx1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3.6 \times (96.22)^2}{107666 \times 1.0}\right] \times 36 = 12.85 \text{ kN/cm}^2 \qquad (3.16)$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{844000 \times 1.0}{663 \times 27/85.54} = 40.33 \text{ kN/cm}^2 \text{ olduğu için} \qquad (3.19)$$

$\sigma_{Bx} = \text{mak}\ (\sigma_{Bx1}; \sigma_{Bx2}) = 40.33$ kN/cm$^2 > 0.6 \times 36 = 21.6$ kN/cm^2 olduğu için

$\sigma_{Bx} = 21.6$ kN/cm^2

(3.11) denklemi yardımıyla gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{2.09}{14.21} + \frac{0.65 \times 12.68}{\left(1 - \frac{2.09}{22.91}\right) \times 21.6} = 0.56 < 1 \qquad \text{(Uygun)} \qquad \textbf{(3.11a)}$$

Kesme Güvenliğinin Kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

V =37.58 kN

$F_g = (27\text{-}2\times3.2) \times 1.8 = 37.08$ cm^2

$$\tau = \frac{V}{F_g} = \frac{37.58}{37.08} = 1.01 \text{ kN/cm}^2 \leq 12.47 \text{ kN/cm}^2$$

(Uygun)

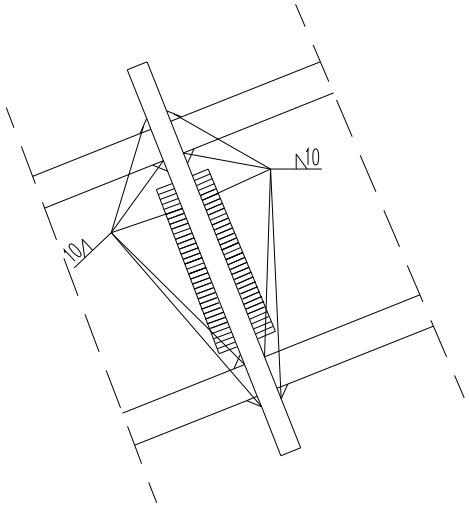
Kesitin Sehim Kontrolü:

Eğrisel Şed kirişin yaptığı sehim SAP2000 programı yardımıyla bulunmuştur.

$$4.26 \text{ cm} < 4.42 \text{ cm} = \frac{L}{300}$$

Şed Kirişi Ekinin Hesaplanması:

Şed kirişi eki enine levhalı ek düşüncesiyle yapılmıştır.



Şekil 3.17: Eğrisel Şed Kirişi Ek Detayı

Şantiye ye getirilen parçalar montajdan önce kaynaklanmak suretiyle uygulama yapılır.

t=20 mm

Üst taraftaki kirişin gövdesine gelen kuvvet:

$$P_g = 418.1 \times \frac{20.6 \times 1.8}{199.6} = 77.6 \text{ kN}$$

Gövdeyi enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki:

$$F_k = 2 \times 1 \times 20.6 = 41.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{77.6}{41.2} = 1.88 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$

Üst taraftaki şed profilinin bir başlığına gelen kuvvet:

$$P_b = \frac{1}{2} \times (418.1 - 77.6) = 170.21 \text{ kN}$$

Başlığı enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki:

l = 36.3 cm

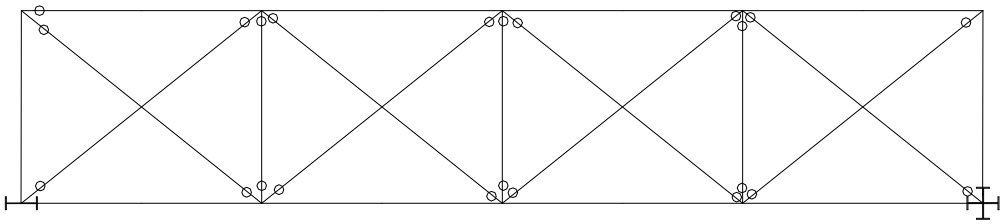
$F_k = 1 \times 36.3 = 36.3 \text{ cm}^2$

$$\sigma_k = \frac{170.21}{36.3} = 4.68 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$

3.6 Makas Elemanlarının Boyutlandırılması

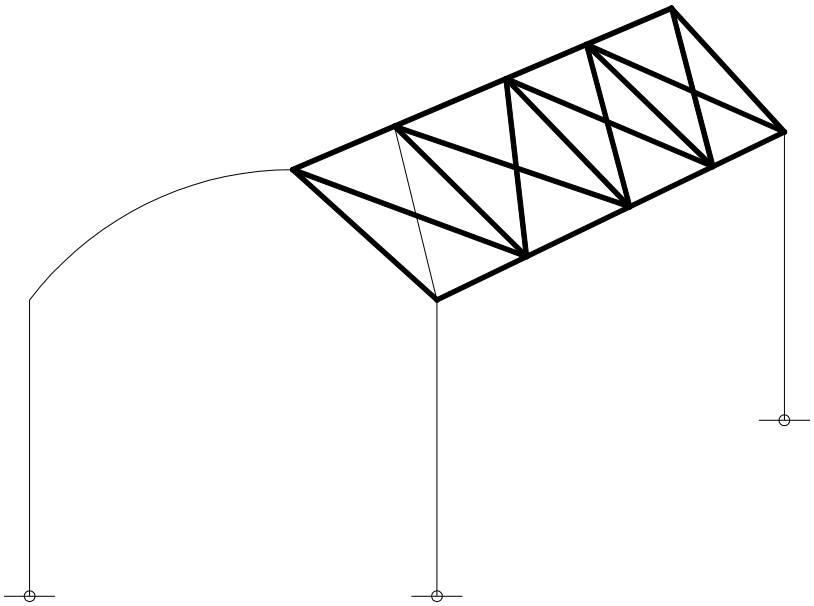
Makas elemanları 3 grupta toplanmış ve boyutlandırma sırasında her elemanının konumu iç kuvvetlerine göre kontrol edilmiştir.

3.6.1 Makas Diyagonallerinin Boyutlandırılması

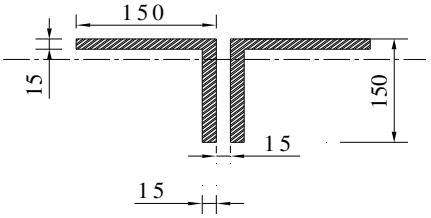


Şekil 3.18: Sistemdeki Makas Tipi

Diyagonal olarak *2L140X140X15, 2L140X140X12, 2L100X100X12* kullanılmıştır. Bu elemanlardan en olumsuz durumu oluşturan çekme ve basınç kombinasyonuna göre hesabı verilecektir.



Şekil 3.19: Makasın Sistemdeki Yeri



Şekil 3.20: 2L140X140X15 Enkesit Görünüşü

Tablo3.7: L140X140X15 Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
L140X140X15	39.75	733.4	733.4	73.72	73.72	4.29	4.29

a) Çekme Durumunda:

P= 323 kN (HZ)

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{323}{2 \times 39.75} = 4.6 \text{ kN/cm}^2 < 24.84 \text{ kN/cm}^2 \qquad \text{(Uygun)}$$

b) Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

P= -292.96 kN (HZ)

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

L= 625 cm

Çok parçalı kesitin karakteristik değerleri:

$I_{xx}=2\times733.4 = 1466.8\ cm^4$

$i_{xx}= 4.29$ cm

$I_{yy}=2\times733.4+ 2\times39.75\times(4.12 + 0.75)^2 = 3352.29\ cm^4$

$i_{yy}= \sqrt{\frac{3352.29}{2\times39.75}} = 6.49$ cm

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

$S_{kx}=1\times625 = 625$ cm, $S_{ky}=1\times625 = 625$ cm

$\lambda_x=\frac{625}{4.57} = 136.76,\ \lambda_y=\frac{625}{6.49} = 96.3$

$$\lambda_1 \le \left\{ \begin{matrix} 50 & \left(\frac{1}{2}\times\lambda_x \le 50\right) \\ \frac{1}{2}\times\lambda_x & \left(\frac{1}{2}\times\lambda_x > 50\right) \end{matrix} \right\}$$

$S_{k1}= 1.0$ m

$\lambda_1 = \frac{100}{4.57} = 21.88 < 50$ (Uygun)

$\lambda_{yi} = \sqrt{96.3^2 + \frac{2}{2}\times21.88^2} = 98.75$

$\lambda_{max} = \lambda_x = 136.76$ ise $\omega = 4.89$

$$\sigma = \frac{4.89 \times 292.96}{2 \times 39.75} = 18.01 \text{ kN/cm}^2 < 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Bağ levhalarının hesabı:

Çok parçalı basınç çubuklarında kullanılan bağlantı elemanları (bağ levhaları) hayali bir kesme kuvvetine göre hesaplanır. Basınç çubuğunun enkesitini oluşturan parçaların eksenleri arasındaki e mesafesi hesaplanıp, bu kesme kuvvetine göre bağ levhalarının boyutlandırılması yapılır.

$$e \leq 20 \times i_1 \text{ ise } Q_i = \frac{F \times \sigma_{çem}}{80} \quad \textbf{(3.26)}$$

$$e > 20 \times i_1 \text{ ise } Q_i = \left[1 + 0.05 \times \left(\frac{e}{i_1} - 20\right)\right] \times \frac{F \times \sigma_{çem}}{80} \quad \textbf{(3.27)}$$

$$T = \frac{Q \times s_{k1}}{e} \quad \textbf{(3.28)}$$

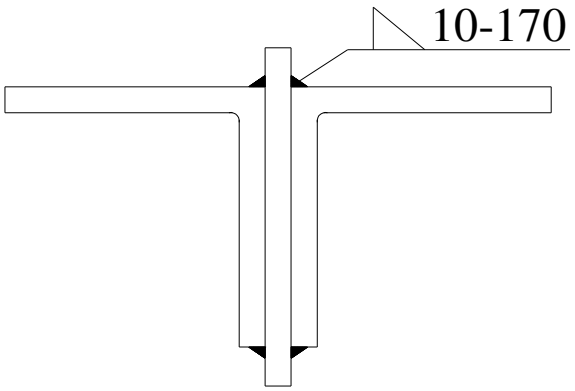
$e_y = 2 \times 4.12 + 1.5 = 10$ cm, $20 \times 4.57 = 91.4$ cm

$$10 \leq 91.4 \text{ ise } Q_i = \frac{2 \times 39.75 \times 21.6}{80} = 23.23 \text{ kN}$$

$$T = \frac{23.23 \times 100}{10} = 232.3 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{232.3}{2} = 116.15 \text{ kN}$$

$M = 116.15 \times (2 \times 4.25 + 1.5) = 1161.54$ kNcm



Şekil 3.21: Bağ Levhalarının Kaynaklanma Şekli

t=1 cm, a_{mak} = 0.7×1.5=1.05 cm

a=1.0 cm için, l=l'-2×a, F_k =a×(l'-2×a), l'=17 cm

l =17-2×1.0 = 15 cm

F_k =2×(17-2×1.0)×1.0=30.00 cm^2

$$W_k = 2\times \frac{1.0\times 14^2}{6} = 65 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{T_1}{F_k} = \ \tau_k = \frac{116.15}{30} = 3.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \ \sigma_k = \frac{1161.54}{65} = 15.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2{}_k + \tau^2{}_k} \ = \sqrt{15.48^2 + 3.87^2} = 15.96 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$

3.6.2 Makas Dikmelerinin Boyutlandırılması

Dikmelerin boyutlandırılması tek parçalı basınç çubuğu olacak şekilde yapılmış, hesaplarda hem çekme hem de basınca çalışacak şekilde gösterilmiştir.

HEM240 dikmesinin boyutlandırılması:

a) Çekme durumunda etkili olan en büyük çekme kuvveti:

P = 87.17 kN (HZ)

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{87.17}{199.6} = 0.44 \text{ kN/cm}^2 < 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

b) Basınç durumunda etkili olan en büyük basınç kuvveti:

P= -430.31 kN

$S_{kx}=S_{ky}=1000$ cm

$$\lambda_x = \frac{1000}{11.03} = 90.66 \text{ ise } \omega = 2.24$$

$$\lambda_y = \frac{1000}{6.39} = 156.49 \text{ ise } \omega = 6.42$$

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 156.49 \text{ ise } \omega = 6.42$$

$$\sigma = \frac{\omega \times P}{F} = \frac{6.42 \times 430.31}{199.6} = 13.84 \text{ kN/cm}^2 < 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

3.6.3 Makas Üst Başlığının Boyutlandırılması

Eleman eğilmeli basınca çalışan bir eleman olarak boyutlandırılacaktır.

P= 488.58 kN, M=2097.75 kNcm (H)

Tablo3.8: IPE400 Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
IPE400	84.46	23130	1318	1156	146.4	16.55	3.95

$F_b = 1.35 \times 18 + \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 0.86 \times 37.3 = 29.64 \text{ cm}^2$

$I_{yb} = 1.35 \times \frac{18^3}{12} = 656.1 \text{cm}^4$

$i_{yb} = \sqrt{\frac{656.1}{29.64}} = 4.7 \text{ cm}$

$\lambda_{yb} = \frac{750}{4.7} = 159.42$

L=Eleman boyu = 7.5 m

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

$S_{kx} = S_{ky} = \beta_{kx} \times L = 1.00 \times 750 = 750 \text{ cm}$

$S_{ky} = \beta_{kx} \times L = 1.00 \times 750 = 750 \text{ cm}$

$\lambda_x = \frac{750}{16.55} = 45.31$

$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} = \frac{488.58}{84.46} = 5.78 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{bemx} = 16.51 \text{ kN/cm}^2$ ([4], Cizelge 8)

$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{2097.75}{1156} = 1.81 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{45.31^2} = 4036.71 \text{ kg/cm}^2 = 40.36 \text{ kN/cm}^2$ **(3.21)**

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

$L_c = \min(189.74 ; 237.43)$

$L_c = 189.74 \text{ cm}$

$L_b = 750$ cm

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

$$\frac{l}{i_y} = 159.39$$

$\sqrt{\frac{7177 \times 1}{3.6}} = 44.65$, $\sqrt{\frac{35889 \times 1}{3.6}} = 99.96$ olduğu için

$$\sigma_{Bx} = \frac{844000 \times 1}{750 \times 40 / 29.64} = 833.72 \text{ kg/cm}^2 \text{ olduğu için} \qquad \textbf{(3.19)}$$

$\sigma_{Bx} = 8.33$ kN/cm^2

(3.10) denklemi yardımı ile eğilmeli burkulma tahkiki yapılır.

$$\frac{5,78}{16.36} + \frac{1.81}{8.33} = 0.6 \le 1 \qquad \textbf{(3.10)}$$

3.6.4 Makas Alt Başlığının Boyutlandırılması

Eleman basınca çalışan bir eleman olarak boyutlandırılacaktır

Çekme durumunda etkili olan en büyük çekme kuvveti:

P = 444.65 kN (H)

Seçilen kesit IPE 400

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{444.65}{84.46} = 5.26 \text{ kN/cm}^2 < 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Basınç durumunda etkili olan en büyük basınç kuvveti:

P= -164.22 kN

$S_{kx}=S_{ky}=750$ cm

$\lambda_x = \frac{750}{16.55} = 45.31$ ise $\omega = 1.32$

$$\lambda_y = \frac{750}{3.95} = 189.87 \text{ ise } \omega = 9.41$$

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 189.87 \text{ ise } \omega = 9.41$$

$$\sigma = \frac{\omega \times P}{F} = \frac{9.41 \times 164.22}{84.46} = 18.29 \text{ kN/cm}^2 < 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

3.7 Cephe Dikmelerinin ve Kuşaklarının Boyutlandırılması

Cephe kaplamasının taşıyıcısı olan cephe kolonları 3 tip olarak hesaplanmıştır. Rüzgar yüklerini çatıya ve temele iletmekle görevlidirler. Bu dikmeler düşey yük taşıyıcısı olarak kullanılmamıştır. Bu yüzden aşıkların alt başlığına düşeyde oval deliklerle teşkil edilmiş bulonlarla bağlıdırlar. Kuşaklar cephe kaplamasının bağlandığı ilk elemanlardır.Bu elemanlar iki açıklıkta sürekli ve ortadan gergili olarak boyutlandırılmıştır.Cephe kuşaklarının hesabı Bölüm 3.1 deki aşıkların hesabı gibi yapılacaktır.

3.7.1 Cephe Kuşaklarının Boyutlandırılması:

Cephe kuşakları düşeyde 2.5 m' de bir kullanılmıştır.

SPD1015-Poiüretan İzolasyonlu Duvar Paneli….....2.5×0.11**:** 0.275 kN/m

Kuşak özağırlığı…….....2.5×0.15**:** 0,375 kN/m

_____

q_x=0,65 kN/m

Rüzgar yükü…….....2.5×1.1×0.8: q_y=2,2 kN/m

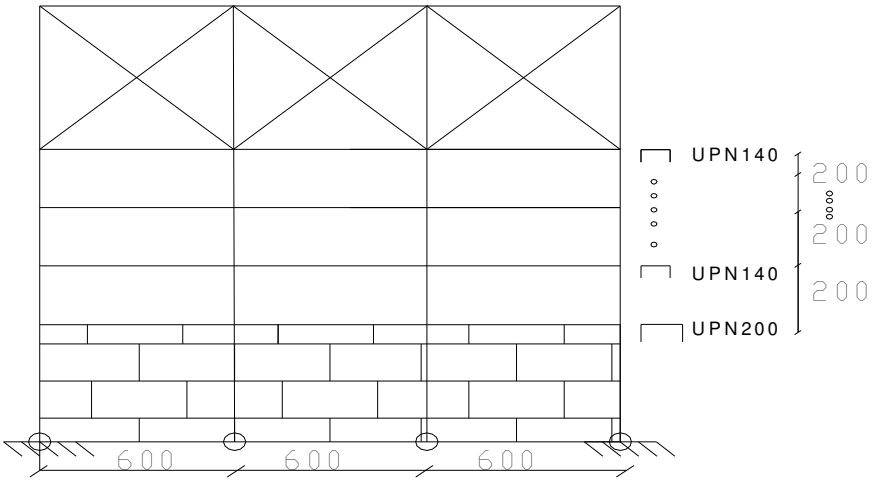
l= iki cephe kolonu arasındaki mesafe =7.5 metre

$$M_x = \frac{q_y \times l^2}{11} = \frac{2.2 \times 7.5^2}{11} = 11.25 \text{ kN/m}$$

$$M_y = \frac{q_x \times (l/3)^2}{11} = \frac{0.65 \times (7.5/3)^2}{11} = 0.375 \text{ kN/m}$$

Tablo 3.9: UPN 140 Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	İxx(cm)	iyy(cm)
UPN140	20.4	605	62.7	86.4	14.8	5.45	1.75



Şekil 3.22: Cephe Kuşaklarının Sistemdeki Durumu

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1125}{86.4} + \frac{37.5}{14.8} = 15.55 \text{ kN/cm}^2 \leq 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Kontrolü:

$$f_x = 0.248 \frac{q_y \times l^4}{I_x} = 0.248 \frac{2.2 \times 7.5^4}{605} = 2.4 \text{ cm}$$

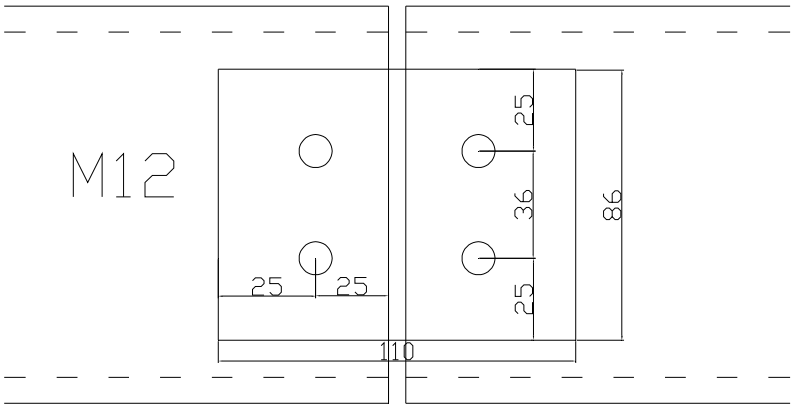
$$f_y = 0.248 \frac{q_x \times l^4}{I_x} = 0.248 \frac{0.65 \times (7.5/3)^4}{62.7} = 0.10 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{2.4^2 + 0.10^2} = 2{,}4 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} = \frac{l}{300} \qquad \text{(Uygun)}$$

Kuşakların Ek Hesabı:

Kuşakların eki kolon aksından itibaren 1 metre mesafede yapılacaktır. Kuşakların eki, kesme kuvveti kapasitesine göre yapılmıştır.

T_{mak} = 9.36 kN



Şekil 3.23: Cephe Kuşaklarının Ek Detayı

τ_{sem} = 28 kN/cm^2 , σ_{lem} = 48 kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \text{m} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 28 = 31.65 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 1.2 \times 0.7 \times 48 = 40.32 \text{kN}$$

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, N_{em} = 40.32 kN

40.32 kN > 9.36 kN olduğu için 2 adet M12 uygun bulon ek için yeterlidir.

3.7.2 Cephe Dikmelerinin Boyutlandırılması:

Cephe dikmeleri, açıklıklara göre farklı aralıklarda kullanılmıştır. Aşağıda hesabı gösterilen 1.açıklıktaki sistemde kullanılan dikmelerdir.

Cephe kolonları yatayda 7.5 m' de bir kullanılmıştır.

SPD1015-Poliüretan İzolasyonlu Duvar Paneli….....7.5×0.11**:** 0.85 kN/m

Kuşak özağırlığı…….....2.5×0.15**:** 0,375 kN/m

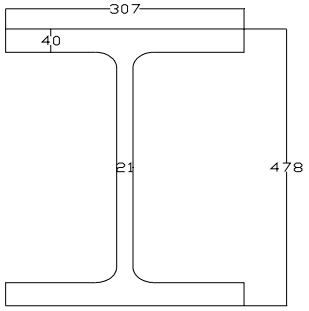
Kolon özağırlığı…….....**:** 2.27 kN/m

q_z=3,50 kN/m

Rüzgar yükü…….....7.5×0.8×0.8: q_y=4,8 kN/m

l= iki cephe dikmesi arasındaki mesafe =7.5 metre

l_1= cephe dikmesi yüksekliği =23.9 metre



Şekil 3.24: Cephe Dikmesi Enkesiti

Tablo 3.10: HEM 450 Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	İyy(cm)
HEM450	335.4	131500	19340	5501	1260	19.80	7.59

$$M=\frac{q\times l_1^{\,2}}{8}=\frac{4.8\times 23.9^2}{8}=342.726 \text{ kNm}$$

$$T=\frac{4.8\times 23.9}{2}=57.36 \text{ kN}$$

N=23.9×3.5=83.65 kN

$F_b = 4\times 30.7 + \frac{1}{3}\times\frac{1}{2}\times(47.8 - 2\times 4)\times 1.6 = 136.73\ cm^2$

$I_{yb} = 4\times\frac{30.7^3}{12} = 9644\ cm^4$

$i_{yb} = \sqrt{\frac{9644}{136.73}} = 8.39\ cm$

L=Kiriş boyu = 2390 cm

$\beta_{kx} = 1.00,\ \beta_{ky} = 0.104$

$S_{kx} = \beta_{kx}\times L = 1.00\times 23.90 = 23.9\ m$

$S_{ky} = \beta_{kx}\times L = 0.104\times 23.9 = 2.5\ m$

$\lambda_{yb} = \frac{250}{8.39} = 29.37$

$\lambda_y = \frac{250}{7.59} = 31.92$

$\lambda_x = \frac{2390}{19.8} = 120.70$ ise $\omega_x = 3.75$

$\sigma_{eb} = \frac{83.656}{335.4} = 0.24\ kN/cm^2$ **(3.12)**

$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{çem}}{\omega_x} = \frac{24.84}{3.75} = 6.62\ kN/cm^2$

$\sigma_b = \frac{34272.6}{5501} = 6.23\ kN/cm^2$ **(3.14)**

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

$L_c = \min\ (324.66\ ;\ 795.18\ )$

L_c = 324.66 cm

L_b=250 cm

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

$\sigma_{Bx} = 0.6 \times 21.6 = 12.96$ kN/cm^2

$\frac{0.24}{6.62} = 0.036 < 0.15$ olduğundan gerilme tahkiki için (3.10) formülü kullanılır.

$$\frac{0.24}{6.62} + \frac{6.23}{21.6} = 0.32 \leq 1 \qquad \textbf{(3.10)}$$

Sehim Kontrolü:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{0.0048 \times 2390^4}{2100 \times 131500} = 7.38 \text{ cm} < 7.96 \text{ cm}$$

Kesme Güvenliğinin Kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

T=57.36 kN

$F_g = (50\text{-}2\times3) \times 1.6 = 70.4$ cm^2

$$\tau = \frac{V}{F_g} = \frac{57.36}{70.4} = 0.81 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.34 \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \text{x} 12.47$$

Cephe Dikmesi Ek Hesabı:

Cephe dikmelerinin ek hesabı yapılırken kesitin eğilme kapasitesi dikkate alınmıştır. Başlık ve gövde eklerine gelen etkiler kesitin gövde ve başlık eklerinin atalet momentleri oranında dağıtılmıştır. Kesit ekinin hesabı Bölüm 3.2'deki yaklaşımla yapılmıştır.

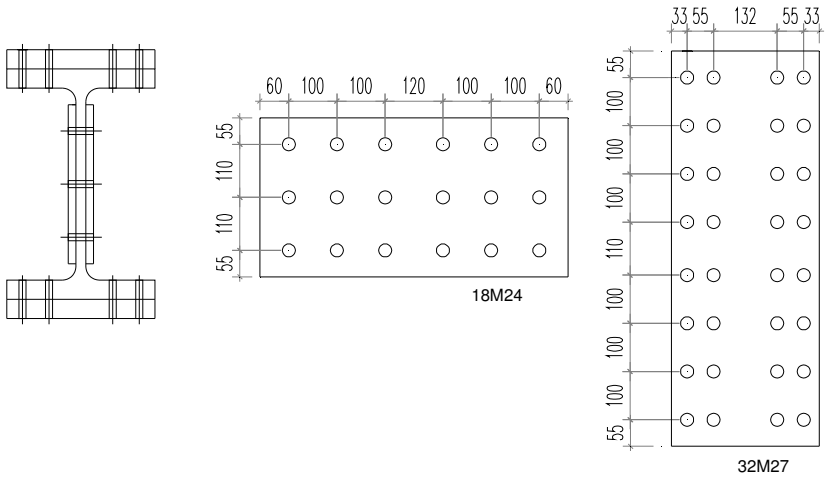
$F^g{}_n = 2.1 \times 39.8 = 83.58$ cm^2

$F^{g}{}_{nek} = 2\times30\times1.6 = 96\ \text{cm}^2$

$F^{b}{}_{n} = 30.7\times 4 = 122.8\ \text{cm}^2$

$F^{b}{}_{nek} = 30.7\times4 = 122.8\ \text{cm}^2$

$F^{g}{}_{n} < F^{g}{}_{nek}\ ,\ F^{b}{}_{n} \le F^{b}{}_{nek}$ (Uygun)



Şekil 3.25: Cephe Dikmesi Ek Kesiti

$$I^{g}{}_{ek} = 2\times\frac{1.6\times30^3}{12} = 7200\ \text{cm}^4$$

$$I^{b}{}_{ek} = 2\times4\times30.7\times25.9^2 = 164750.9\ \text{cm}^4$$

$$\sum I_{ek} = I^{g}{}_{ek} + I^{b}{}_{ek} = 7200 + 164750.9 = 171950.9\ \text{cm}^4$$

$M_{ek} = 21.6\times6331 = 136749.6\ \text{kNcm} > 35893\text{kNcm}$

$V_{ek} = 57.36\ \text{kN}$

$$M^{b}{}_{ek} = \frac{I^{b}{}_{ek}}{\sum I_{ek}}\times M_{ek} = \frac{164750.9}{171950.9}\times164750.9 = 131023.6\ \text{kNcm}$$

$$M^{g}{}_{ek} = \frac{I^{g}{}_{ek}}{\sum I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{7200}{171950.9} \times 164750.9 = 5726.03 \text{ kNcm}$$

Başlık Bulonlarının İrdelenmesi:

$$N_b = \frac{M^{b}{}_{ek}}{h} = \frac{131023.6}{47.8} = 2741.07 \text{ kN}$$

$\tau_{sem} = 28$ kN/cm^2 , $\sigma_{lem} = 48$ kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 28 = 172.41 \text{ kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 3 \times 2.8 \times 48 = 537.6 \text{ kN}$$

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 172.41$ kN

$$n_{bulon} = \frac{2741.07}{172.41} \cong 16$$ seçilen bulon 16M27(SLP)

Gövde Bulonlarının İrdelenmesi :

$$\sum M^{g}{}_{ek} = M^{g}{}_{ek} + Q_{ek} \times a = 5726.03 + 57.36 \times 16 = 6643.79 \text{ kNcm}$$

$$\sum r^2 = 2 \times (r^2{}_1 + r^2{}_3) + 4 \times r^2{}_2 = 2 \times (10^2 + 11^2) + 4 \times 14.86^2 = 1325.27 \text{ kN}$$

$$N^{M}{}_{1y} = \frac{x}{\sum r^2} \times \sum M^{g}{}_{ek} = \frac{10}{1325.27} \times 6643.79 = 43.20 \text{ kN}$$

$$N^{M}{}_{1x} = \frac{y}{\sum r^2} \times \sum M^{g}{}_{ek} = \frac{11}{1325.27} \times 6643.79 = 47.52 \text{ kN}$$

$$N^{Q}{}_{1y} = \frac{57.36}{9} = 6.37 \text{ kN}$$

$$\sum N = (\sqrt{((N^{M}{}_{1y}) + (N^{Q}{}_{1y}))^2 + (N^{M}{}_{1x})^2}) = \sqrt{((43.2 + 6.37))^2 + (47.52)^2}$$

$$\sum N = 68.68 \text{ kN}$$

$\tau_{sem} = 28$ kN/cm^2 , $\sigma_{lem} = 48$ kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \text{m} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 28 = 277.88 \text{ kN}$$

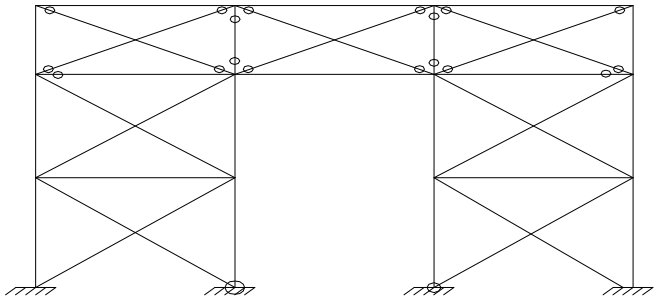
N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 1.6 \times 2.5 \times 48 = 252 \text{ kN}$$

$N_{em} = \min(N_s, N_l)$, $N_{em} = 252$ kN

252 kN > 68.68 kN, 9 adet M24 (SLP) bulon seçilmesi uygundur.

3.8 Ön Kalkan Duvar Çaprazlarının Boyutlandırılması:



Şekil 3.26: Ön Kalkan Duvar

Ön kalkan duvarının boyutlaması Denklem (3.26)'ya göre yapılacaktır.

$$Q_i = \frac{\sum F \times \sigma_{em}}{80} \qquad \textbf{(3.26)}$$

Diyagonallerin ve yatay çubukların hesabı:

Tablo 3.11: L100x100x12 Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
$L100x100x12$	22.71	206.7	206.7	29.12	29.12	3.02	3.02

$$Q_i = \frac{2\times 22.71\times 21.6}{80} = 12.36 \text{ kN}$$

$$T = \frac{12.36\times 100}{7} = 175.19 \text{ kN}$$

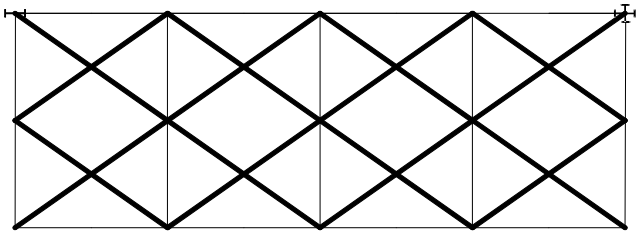
a=8 mm, l=120 mm

$F_k=(12-2\times 0.8)\times 0.8=16.64 \text{ cm}^2$

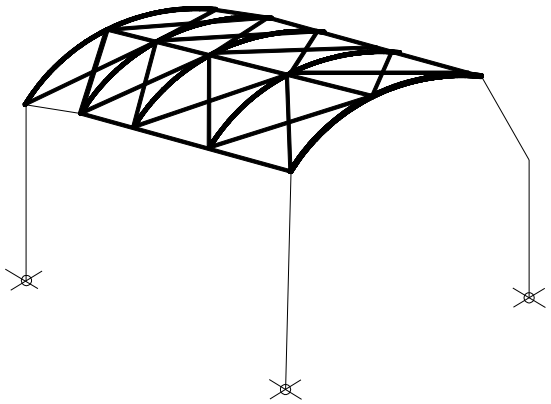
$$\tau_k = \frac{T}{F_k} = \frac{175.19}{16.64} = 10.52 \text{ kN/cm}^2 < 21.00 \text{ kN/cm}^2$$

3.9 Çatı Çaprazlarının Boyutlandırılması:

Çatı çaprazlarının hesabı aşağıda verilmiştir. Hesabı verilen kesit $2L140\times 140\times 15$ çift korniyerinden oluşmaktadır.



Şekil 3.27: Çatı Çaprazları



Şekil 3.28: Çatı Çaprazlarının Sistemdeki Yeri

a) Çekme Durumunda:

P = 151.15 kN (HZ)

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{151.15}{2 \times 39.75} = 1.9 \text{ kN/cm}^2 < 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

b) Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

P= -525.64 kN (HZ)

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

L= 487.13 cm

Çok parçalı kesitin karakteristik değerleri:

$I_{xx}=2\times 733.4 = 1466.8\ cm^4$

$i_{xx}= 4.29\ cm$

$I_{yy}=2\times 733.4+ 2\times 39.75\times (4.12 + 0.75)^2 = 3352.29\ cm^4$

$i_{yy}= \sqrt{\frac{3352.29}{2\times 39.75}} = 6.49\ cm$

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

$S_{kx}=1\times 487.13 = 487.13\ cm,\ S_{ky}=1\times 487.13 = 487.13\ cm$

$\lambda_x=\frac{487.13}{4.57} = 106.59,\ \lambda_y= \frac{487.13}{6.77} = 71.92$

$$\lambda_1 \le \begin{Bmatrix} 50 & \left(\frac{1}{2}\times\lambda_x \le 50\right) \\ \frac{1}{2}\times\lambda_x & \left(\frac{1}{2}\times\lambda_x > 50\right) \end{Bmatrix}$$

$S_{k1}= 1.0\ m$

$\lambda_1 = \frac{100}{4.57} = 21.88 < 50$

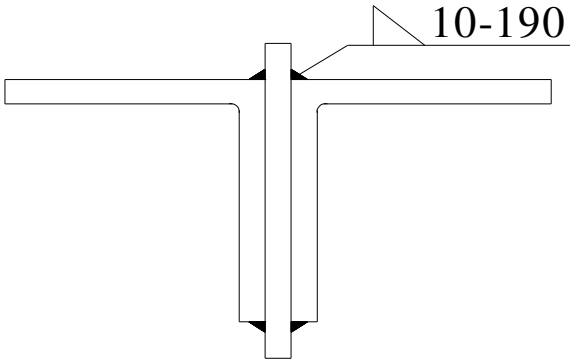
$\lambda_{y1} = \sqrt{71.92^2 + 1\times 21.88^2} = 75.17$

$\lambda_{max} = \lambda_x = 106.59$ ise $\omega=2.98$

$\sigma = \omega\times\frac{P}{F}=\frac{2.98\times 525.64}{2\times 39.75} = 19.70\ kN/cm^2 < 24.84\ kN/cm^2$

Bağ levhalarının hesabı:

Çok parçalı basınç çubuklarında kullanılan bağlantı elemanları (bağ levhaları) hayali bir kesme kuvvetine göre hesaplanır. Basınç çubuğunun enkesitini oluşturan parçaların eksenleri arasındaki e mesafesi Şekil 3.5 göz önünde tutularak, bu kesme kuvvetine göre bağ levhalarının boyutlandırılması yapılır.



Şekil 3.29: Bağ Levhalarının Kaynaklanma Şekli

$e \le 20 \times i_1$ ise $Q_i = \dfrac{F \times \sigma_{çem}}{80}$

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

$T = \dfrac{Q \times s_{k1}}{e}$

$e_y = 2 \times 4.12 + 1.5 = 10$ cm, $20 \times 4.57 = 91.4$ cm

$10 \le 91.4$ ise $Q_i = \dfrac{2 \times 39.75 \times 21.6}{80} = 23.23$ kN

$T = \dfrac{23.23 \times 100}{10} = 232.3$ kN

$T_1 = \dfrac{232.3}{2} = 116.15$ kN

$M = 116.15 \times (2 \times 4.25 + 1.5) = 1161.54$ kNcm

t=1 cm, amax = $0.7 \times 1.5 = 1.05$ cm

a=1.0 cm için, l=l'-2×a, F_k =a×(l'-2×a), l'=19 cm

F_k =2×(19-2×1.0)×1.0 = 34.00 cm^2

$$W_k = 2\times \frac{1.0\times 17^2}{6} = 96.33 \text{ cm}^3$$

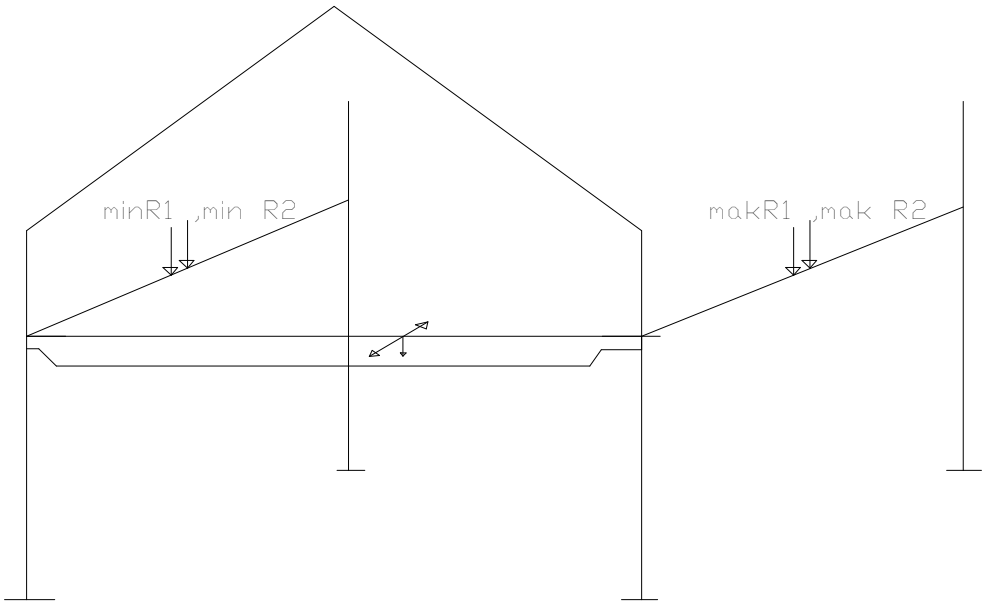
$$\tau_k = \frac{T_1}{F_k} = \ \tau_k = \frac{116.15}{34} = 3.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \ \sigma_k = \frac{1161.54}{96.33} = 12.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2{}_k + \tau^2{}_k} \ = \sqrt{12.05^2 + 3.41^2} = 12.52 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$ (Uygun)

3.10 Kren Kirişinin Boyutlandırılması:

Kren kirişlerinin hesabı "Kren ve Kren Yolları Çelik Yapı Kısımlarının Hesap Esasları" adlı DIN 120 [9] normuna göre yapılacaktır.Bu standarda göre krenler 4 gruba ayrılırlar.Bu gruplara rölatif işletme süresi, rölatif yük ve vuruşlar esas teşkil eder.



Şekil 3.30: Kren Sistemi

Aşağıda karakteristik özellikleri verilen kren 1000 kN'luk yük taşıma kapasitesine sahiptir.

- Kren Grubu : I
- Kren Köprüsü Mesnet Açıklığı: L=28350mm
- Kren Köprüsü Kılavuz Tekerlek Arası: h=5700mm

  x=1000 mm

  b=360 mm
- Kedi Arabası Yüksekliği: y=2000 mm
- Kedi Arabası Tekerlek açıklığı: a=5700 mm
- Kren Köprüsü Tekerlek Basınçları: R_{1mak} = 727 kN

  R_{1min} = 232 kN

  R_{2mak} = 699 kN

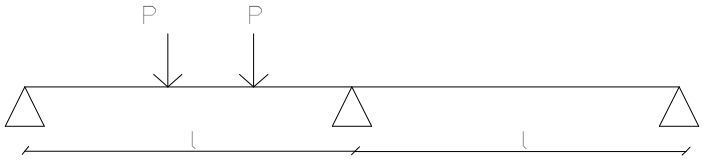
  R_{2min} = 204 kN
- Denk Katsayısı(Kren Grubu 1 İçin): $\Psi = 1.2$
- Vurma Katsayısı(Kaynaklı Kren Kirişi ve Yürüme Hızı v <1.5 m/sn için) $\varphi = 1.1$
- Kullanılacak Kren Rayı: A120
- l =kiriş açıklığı : 18000 mm
- Kren sepetten kumandalıdır.

Sürekli kiriş olarak boyutlandırılan kren kirişlerinde düşey P kren tekerlek yükleri nedeniyle oluşan maksimum momentler aşağıdaki şekilde saptanır. Bu hesap esasına göre tekerleklerin kiriş üzerindeki konumuna bağlı olarak belirlenen moment ve

mesnet tepkisi değerleri, aşağıda verilen formüllere dönüştürülerek açıklık ve mesnet momentlerinin yanı sıra, mesnet tepkisi de belirlenir.

$\frac{a}{l} = \frac{5.7}{18} = 0.316$ ise

P = R_{mak} = 727 kN, $M = \Psi \times [M' \times (P \times l)]$, $T = \Psi \times [T' \times P]$



Şekil 3.31: Kren Kirişi Üzerindeki Tekerlek Basınçları

Düşey Kren Tekerlek Yükleri Nedeniyle :

Mesnet Momentleri:

mak $M^{p}_{1} = 1.2 \times [-0.183 \times (727 \times 18)]$=-2885.62 kNm (Kenar Mesnet)

mak $M^{p}_{2} = 1.2 \times [-0.151 \times (727 \times 18)]$=-2372.43 kNm (Orta Mesnet)

Açıklık Momentleri:

mak $M^{p}_{0} = 1.2 \times [0.28 \times (727 \times 18)]$=4426.41 kNm (1.Açıklık)

mak $M^{p}_{1} = 1.2 \times [0.22 \times (727 \times 18)]$=3478.57 kNm (2.Açıklık)

Mesnet Tepkisi:

mak $T^{p}{}_{0} = 1.2 \times [1.6 \times 727] = 1402.92$ kN (Kenar Mesnet)

mak $T^{p}{}_{1} = 1.2 \times [1.92 \times 727] = 1682.58$ kN (Orta Mesnet)

Kren köprüsünden kren kiriş ve rayına yatay çarpmadan gelen kuvvetler ve momentler:

$$H = \frac{P}{10} = \frac{727}{10} = 72.7 \text{ kN}$$

Mesnet Momentleri:

mak $M^{H}{}_{1} = \frac{-2885.62}{10 \times 1.2} = -240.46$ kNm (Kenar Mesnet)

mak $M^{H}{}_{2} = \frac{-2372.43}{10 \times 1.2} = -197.70$ kNm (Orta Mesnet)

Açıklık Momentleri:

mak $M^{H}{}_{0} = \frac{4426.41}{10 \times 1.2} = 368.86$ kNm (1.Açıklık)

mak $M^{H}{}_{1} = \frac{-3478.57}{10 \times 1.2} = 289.87$ kNm (2.Açıklık)

Mesnet Tepkisi:

mak $T_{y} = \frac{1682.58}{10 \times 1.2} = 140.2$ kN

Maksimum Çökme:

$$f_{mak} = \frac{l}{800} = \frac{1800}{800} = 2.25 \text{ cm}$$

Sürekli kirişlerde çökme değeri denklem (3.25) kullanılarak bulunur.Bu çökme değeri kullanılarak kren kirişi için gerekli atalet momenti bulunup kren kirişine uygun bir kesit seçimi yapıldı.

$$f = k \times \frac{P \times l^3}{E \times I \times 10^2} \qquad \textbf{(3.25)}$$

k=1.835 (orta açıklık için)

k=2.433 (kenar açıklık için)

$$\text{gerekli I} = k \times \frac{P \times l^3}{E \times f_{msk} \times 10^2} = 1.835 \times \frac{72700 \times 1800^3}{2100000 \times 2.25 \times 10^2} = 1646592{,}68 \text{ cm}^4$$

$$\text{gerekli I} = k \times \frac{P \times l^3}{E \times f_{msk} \times 10^2} = 2.433 \times \frac{72700 \times 1800^3}{2100000 \times 2.25 \times 10^2} = 2183193{,}463 \text{cm}^4$$

Buna göre seçilen kesit HL920×967$^+$ + A120(ray)

Tablo 3.12: HL920×967$^+$ Kesit Özellikleri

Kesit	F(cm2)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	Wxx(cm3)	Wyy(cm3)	ixx(cm)	iyy(cm)
HL920×967$^+$	1231	2033000	133900	39540	6003	40.64	10.43

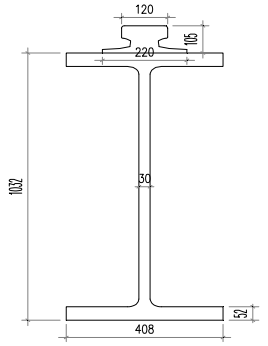
1000 kN' luk kapasiteye sahip kren için A120 lik kren rayı seçilmiştir.

HL920×967$^+$ ile A120 den oluşan kesitin karakteristik özellikleri:

En kesit Alanı F =1231+115=1346 cm^2

$$\text{Ağırlık merkezi } y_g = \frac{(102.8 + 9.3 - 5.15) \times 115 + \frac{102.8}{2} \times 1231}{(1231 + 115)} = 56.14 \text{ cm} \quad \text{alttan}$$

Üstten y'$_g$ = 102.8+9.3-56.14 = 55.95 cm



Şekil 3.32: Kren Kirişi+Kren Rayı EnKesiti

Atalet momentleri: I_y=133900+2190 = 136090 cm^4

I_x= 2033000+992+1231$\times$ $(\frac{102.8}{2}-56.14)^2$ +115$\times$(102.8+9.3-5.15-56.14)^2 =

I_x= 2358540.01 cm^4 > gerekli I = 21831931.46 cm^4

Atalet yarıçapları : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{2358540.01}{1346}}$ =41.85 cm

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{136090}{1346}}$ =10.05 cm

Mukavemet Momentleri:

$W_{x,alt} = \frac{2358540.01}{56.14}$ =42007.19 cm^3

$W_{x,üst} = \frac{2358540.01}{55.95}$ =42151.48 cm^3

Toplam ağırlık: g = 9.67 + 1 = 10.67 kN/m

Zati ağırlıktan meydana gelen momentler:

$M = \varphi \times M_g = \varphi \times \frac{g \times l^2}{k_t}$

Kenar açıklıkta (k_t=11) mak $M_g = 1.1 \times \frac{10.67 \times 18^2}{11}$ =345.7kNm

İç açıklıkta (k_t=16) mak $M_g = 1.1 \times \frac{10.67 \times 18^2}{16}$ =237.67kNm

Süperpozisyon:

Mesnet Momentleri:

mak $M^{p+z}_{1,x}$ =-2885.62-345.7 = -3231.32 kNm (Kenar Mesnet)

mak $M^{p+z}_{1,y}$ =-240.41 kNm (Kenar Mesnet)

mak $M^{p+z}_{2,x}$ =-2372.43-237.67 = -2610.11 kNm (Orta Mesnet)

mak $M^{p+z}_{2,y}$ =-197.7 kNm (Orta Mesnet)

Açıklık Momentleri:

mak $M^{p+z}_{0,x}$ =4426.41+345.7 = 4772.12 kNm (1.Açıklık)

mak $M^{p+z}_{0,y}$ =368.86 kNm (1.Açıklık)

mak $M^{p+z}_{1,x}$ =3478.57+237.67 =3716.24 kNm (2.Açıklık)

mak $M^{p+z}_{1,y}$ =289.87 kNm (2.Açıklık)

Mesnet Tepkisi:

$$\text{mak } T = 1682.58 + 1.1 \times \frac{10.67 \times 18}{2} = 1788.21 \text{ kN}$$

Kren Kirişinde Gerilme Tahkiki:

Açıklıkta: mak M_x =4772.12 kNm, mak M_y =442.64 kNm

Mesnette: mak M_x =3231.32 kNm, Q=T= 1788.21 kN

Krenin düşey tekerlek yükleri altında gerilme tahkiki:

Açıklıkta:

$$\sigma_{x.mak} = \frac{M}{W_{x,\min}} = \frac{477212}{42007} = 11.3 \text{ kN/cm}^2 \le 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

Mesnette:

$$\sigma_{x.mak} = \frac{M_x}{I_x} \times y_1 = \frac{323132}{2358540.01} \times (37.66) = 5.16 \text{ kN/cm}^2 \le 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{Q}{F_g} = \frac{1788.21}{5 \times 84.85} = 4.21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\times\tau^2} = \sqrt{5.16^2 + 3\times 4.21^2} = 8.94 \text{ kN/cm}^2 \le 0.75\times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2$$

Krenin yan çarpması halinde gerilme tahkiki:

$$\sigma_{mak} = \frac{477212}{2358540.01}\times(55.95-9.3) + \frac{44264.18}{136090}\times\frac{44.6}{2} = 16.69 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{mak} = 16.69 \text{ kN/cm}^2 \le 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Krenin fren yapması halinde gerilme tahkikleri:

$$H_{fren} = \frac{P}{7} = \frac{727+699}{7} = 203.71 \text{ kN}$$

$S_{kx}=S_{ky}=18$ m $\qquad\qquad$ $i_{min}=i_y=10.05$ cm

$$\lambda_{mak} = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{1800}{10.05} = 179.01 \text{ ise } \omega = 8.35$$

Eğilmeli-Burkulma tahkiki:

$$\sigma = \omega\times\frac{H_{fren}}{F} + 0.9\times\frac{M_x}{I_x}\times y_1 + 0.9\times\frac{M_y}{I_y}\times x_1$$

$$\sigma = 8.35\times\frac{203.71}{1346} + 0.9\times\frac{477212.6}{2358540.01}\times(55.95-9.3) + 0.9\times\frac{44264.18}{136090}\times\frac{44.6}{2}$$

$$\sigma = 16.28 \text{ kN/cm}^2 \le 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Burkulmasız eğilme tahkiki:

$$\sigma = \frac{H_{fren}}{F} + \frac{M_x}{I_x}\times y_1 + \frac{M_y}{I_y}\times x_1$$

$$\sigma = \frac{203.71}{1346} + \frac{477212.6}{2358540.01}\times 46.65 + \frac{44264.18}{136090}\times 22.3$$

$$\sigma = 16.84 \text{ kN/cm}^2 \le 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Tahkiki:

$$f= k\times\frac{P\times l^3}{E\times I\times 10^2}=2.433\times\frac{72700\times 1800^3}{2100000\times 2358540.01\times 10^2}=2.08 \text{ cm}$$

f= 2.08 cm < f_{mak}=2.25 cm (Uygun)

Yanal burkulma tahkiki:

Kren kirişinin üst başlığı yanal harekete karşı tutulmuştur.Kren kirişi üst başlık seviyesinde, kren sisteminin bakım ve bozulmalarına için bir yürüme yolu düşünülmüştür. Öyle ki bu yolun taşıyıcı sistemi krenin üst başlığını tutarak krenin yanal burkulmasını önlemektedir.

DIN4114'e göre yanal burkulma tahkiki aşağıdaki gibi yapılacaktır:

Üst başlığın yanal burkulma boyu c=300 cm

Basınç başlığının en kesit alanı olarak (F'), kren en kesit alanı,başlık enkesit alanı ve gövde enkesit alanının 1/5' nin toplamı alınır.

F'=115+44.6×8.99+0.2×5×84.95 = 600.804 cm^2

$$I_y=8.99\times\frac{44.6^3}{12}+0.2\times 84.85\times\frac{5^3}{12}+2190=68830.24 \text{ cm}^4$$

$$i_y=\sqrt{\frac{68830.24}{600.804}}=10.07 \text{ cm}$$

$40 > \frac{c}{i_y}$=28.02 olduğu için yanal burkulma irdelemesi gerekmemektedir.

Kren kirişinde yorulma tahkiki:

mak M_x=4772.12 kNm

mak M_x=1213.77 kNm

$$\chi=\frac{\min M_x}{makM_x}=\frac{1213.77}{4772.12}=0.25 \text{ ise}$$

Değişken zorlanma katsayısı $\gamma=1.236$

Yorulma tahkiki:

$$\sigma=\gamma\times\frac{makM}{W}=1.236\times\frac{477212}{42007}=14.04\ \text{kN/cm}^2\ \le\ 21.6\ \text{kN/cm}^2$$

Kren rayını kren profiline birleştiren 3mm'lik köşe kaynak dikişlerinin tahkiki:

mak T=1788.21 kN

mesnet momenti mak M=3231.32 kNm

açıklık momenti mak M =4772.12 kNm

Mesnette:

$S_x=F_{ray}\times y=115\times50.80=5842.44\ \text{cm}^2$

$$\tau_k=\frac{Q\times S_x}{I_x\times2\times a}=\frac{1788.21\times5842.44}{2358540.01\times2\times0.3}=7.38\ \text{kN/cm}^2\ \le\ 11\ \text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_k=\frac{M}{I}\times e=\frac{3231.32\times46.65}{2358540.01}=6.39\ \text{kN/cm}^2\ \le\ 11\ \text{kN/cm}^2$$

Açıklığın ortasında:

$$\sigma_k=\frac{M}{I}\times e=\frac{477212.6\times46.65}{2358540.01}=9.43\ \text{kN/cm}^2\ \le\ 11\ \text{kN/cm}^2$$

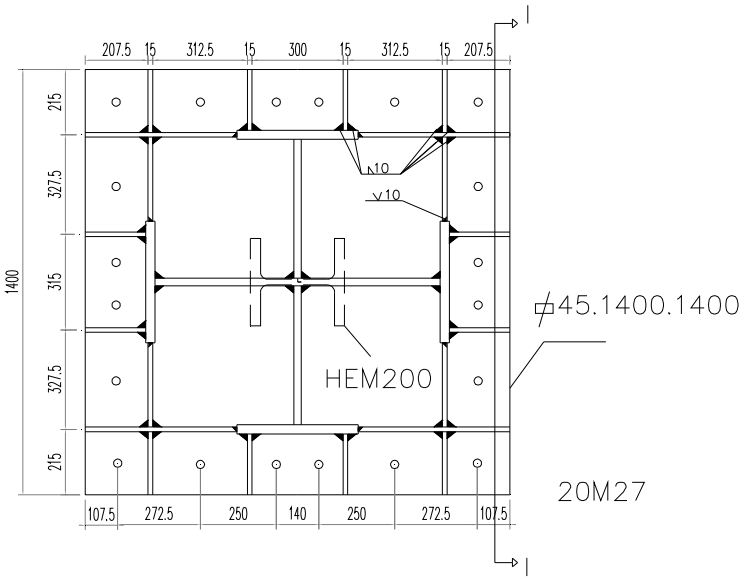
3.11 Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması:

Kolon ayakları, kolondan gelen yükleri temele aktarırlar. Bu aşamada sistemin asıl taşıyıcısı olan kolonların hesabı gösterilmiştir.

3.11.1 S102 Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması:

N_{mak} = 3214.5 kN, M_1 = 214.4 kNm, T_1 = 44.2 kN

N_{min} = 698.1 kN, M_2 = 117.3 kNm, T_2 = 18.3 kN



Şekil 3.33: S102 Kolon Ayağı Enkesit Görünüşü

$$\text{makD}\times e - N_{mak}\times\left(\frac{l}{2}-f\right) - M_1 = 0 \quad \Rightarrow \text{makD}$$

$$\text{makZ}\times e + N_{min}\times\left(\frac{l-c}{2}\right) - M_2 = 0 \quad \Rightarrow \text{makZ}$$

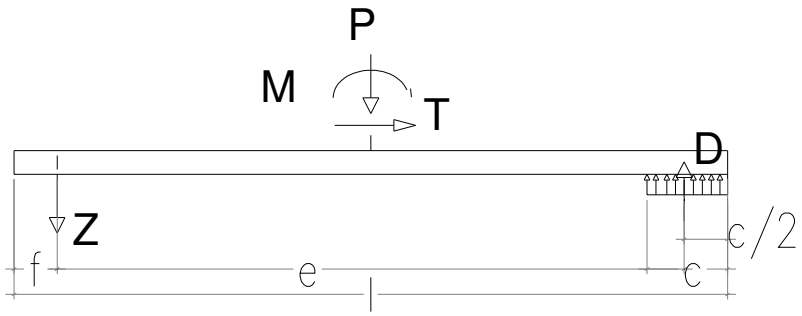
$$c = \frac{l}{4} = \frac{150}{4} = 35 \text{ cm}$$

$$f = 10.75 \text{ cm}$$

$$e = l - \frac{c}{2} - f = 140 - \frac{35}{2} - 10.75 = 111.75 \text{ cm}$$

$$\text{makD}\times 111.75 - 3214.5\times\left(\frac{140}{2}-10.75\right) - 21443.9 = 0 \quad \Rightarrow \text{makD} = 1896.2 \text{ kN}$$

$$\text{makZ}\times 111.75 + 69.81\times\left(\frac{140-35}{2}\right) - 11736.7 = 0 \quad \Rightarrow \text{makZ} = 72.46 \text{ kN}$$



Şekil 3.34: Serbest Cisim Diyagramı

Ankraj bulonlarının hesabı:

Şeçilen bulon M12

$$F_z = \frac{\pi \times (0.86 \times 1.2)^2}{4} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{Z}{n \times F_z} = \frac{72.46}{6 \times 0.83} = 14.55 \text{ kN/cm}^2 \leq 15 \text{ kN/cm}^2$$

Beton basınç gerilmesinin kontrolü:

$$P = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} = \frac{1896.2}{\frac{140}{4} \times 140} = 0.38 \text{N/cm}^2 \leq 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

Taban levhasının kalınlığı:

Taban levhasının kalınlığının hesabı plak hesabı gibi yapılmıştır. Taban levhası üç kenarından ankastre, bir kenarı boşta plak gibi düşünülüp çözülmüştür.

$K = 0.8 \times 20.75 \times 32.75 = 546.58$ kN

$$\varepsilon = \frac{20.75}{32.75} = 0.63 \Rightarrow m = 7.66$$

$$M = \frac{K}{\varepsilon} = \frac{546.58}{7.66} = 71.35 \text{ kNcm}$$

Taban levhası kalınlığı t=4.5 cm için hesap:

$$W_l = \frac{t^2}{6} = \frac{4.5^2}{6} = 3.375 \text{cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W_t} = \frac{71.35}{3.375} = 21.14 \text{ kN/cm}^2 \leq 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Guse Levhasını profil başlığına bağlayan kaynaklarda kontrol:

$$N_{g,a} = N_{g,b} = \frac{3214}{16} + \frac{214}{4 \times 1.0} = 254.37 \text{ kN}$$

$$N_{g,c} = \frac{3214}{16} + \frac{1214}{8 \times 1.0} = 227.62 \text{ kN}$$

Kaynakların gerilme tahkiki için a ve c köşe kaynağı 1 cm, b küt kaynağı 1 cm olarak seçilmiştir. Guse levhasının yüksekliği 60 cm'dir.

$$F_{k,a} = (60\text{-}2 \times 1) \times 1 = 58 \text{ cm}^2$$

$$F_{k,b} = (60\text{-}2 \times 1) \times 1 = 58 \text{ cm}^2$$

$$F_{k,c} = (60\text{-}2 \times 1) \times 1 = 58 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{k,a} = \tau_{k,b} = \frac{N_i}{F_i} = \frac{254.77}{58} = 4.38 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.8 \text{ kN/cm}^2$$

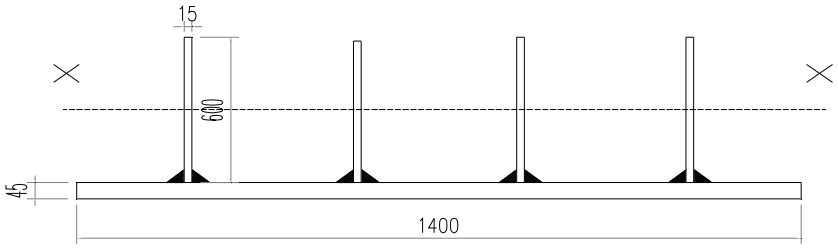
$$\tau_{k,c} = \frac{N_{g,c}}{F_{k,c}} = \frac{227.62}{58} = 3.92 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.8 \text{ kN/cm}^2$$

I-I Kesitinde gerilme kontrolü:

$$y_g = \frac{140 \times 4.5 \times 2.25 + 4 \times 1.5 \times 60 \times 34.5}{4 \times 1.5 \times 60 + 140 \times 4.5} = 13.97 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 4 \times \frac{60^3 \times 1.5}{12} + 4 \times 1.5 \times 60 \times 16.03^2 + 140 \times 4.5 \times 11.72^2 + \frac{4.5^3 \times 140}{12}$$

$$I_{xx} = 252128.4 \text{ cm}^4$$



Şekil 3.35: I-I Kesiti (bkz. Şekil 3.33)

Guse levhalarının uç kesitinde gerilme kontrolü:

$$M_D = D \times \left(\frac{A-h}{2} - \frac{A}{8} \right) = 1896.2 \times \left(\frac{140-100}{2} - \frac{140}{8} \right) = 4740.5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{4740.5}{252128.4} \times (60 + 4.5 - 13.97) = 0.95 \text{ kN/cm}^2 \leq 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Guse levhasını taban levhasına bağlayan dikişlerde kontrol:

$S_x = 4.5 \times 140 \times (13.97 - 2.25) = 7388.12 \text{ cm}^3$

Q = D = 1896.2 kN

$$\tau_k = \frac{Q \times S_x}{I_{xx} \times 2 \times a} = \frac{1896.2 \times 7288.12}{252128.4 \times 2 \times 1.0} = 6.92 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.8 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynakların kontrolü:

$$\tau_k = \frac{44.2}{1 \times [(94 - 1 \times 2) + (47 - 2.5 - 2 \times 1)]} = 0.32 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.8 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında kontrol:

Seçilen eleman: HEM 200

$$p' = \frac{44.2}{20.6 \times (25-5)} = 0.10 \text{ kN/cm}^2 \leq 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.10 \times 20.6 \times \frac{(25-5)^2}{2} = 480.3 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{480.3}{967.4} = 0.49 \text{ kN/cm}^2 \leq 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklar:

$$I_k = 2 \times 1 \times \frac{(10 - 1 \times 2)^3}{12} + 2 \times 1 \times 20.6 \times 16^2 = 5534 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2 \times 1 \times (10 - 2 \times 1) = 16 \text{ cm}^2$$

$$M = 44.2 \times \frac{22 + 4.5}{2} = 586.46 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{586.46}{5534} \times \left(\frac{22}{2} + 1 \right) = 1.27 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{44.2}{16} = 2.76 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.76^2 + 1.27^2} = 3.03 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.8 \text{ kN/cm}^2$$

Çekme kuvvetlerinin aderans ile aktarılması durumunda ankraj bulonu:

$$Z'_1 = (2 \times 10^2 - \frac{\pi}{4} \times (7.6^2 + 2.7^2)) \times 0.85 = 126.57 \text{ kN}$$

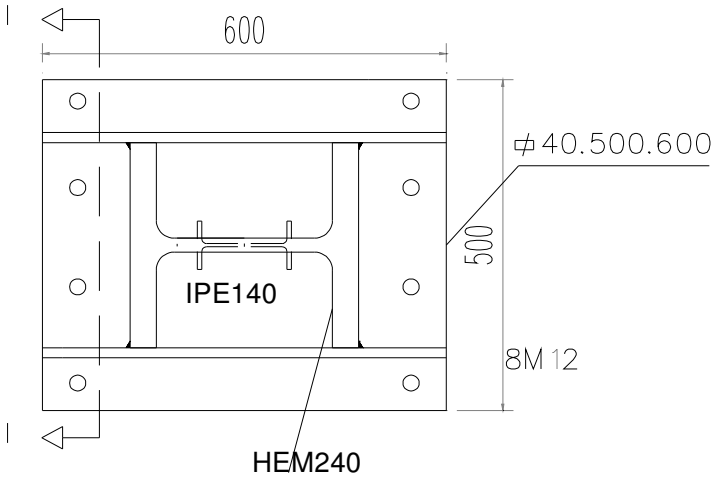
$$Z'_2 = \pi \times 0.04 \times (7.6 \times 30 + 2.7 \times (45 - 30 - 1)) = 33.4 \text{ kN}$$

$$Z = 126.57 + 33.4 = 159.97 \text{ kN} > \frac{72.46}{6} = 12.03 \text{ kN}$$

3.11.2 S103 Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması:

N_{mak} = 410.6 kN, M_1 = 50.7 kNm, T_1 = 16.3 kN

N_{min} = 162.8 kN, M_2 = 42.9 kNm, T_2 = 15.9 kN



Şekil 3.36: S103 Kolon Ayağı Enkesit Görünüşü

$$makD \times e - N_{mak} \times \left(\frac{l}{2} - f \right) - M_1 = 0 \quad \Rightarrow makD$$

$$makZ \times e + N_{min} \times \left(\frac{l-c}{2} \right) - M_2 = 0 \quad \Rightarrow makZ$$

$$c = \frac{l}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

f = 5.5 cm

$$e = l - \frac{c}{2} - f = 60 - \frac{15}{2} - 5.5 = 47 \text{ cm}$$

$$makD \times 47 - 410.6 \times \left(\frac{60}{2} - 5.5 \right) - 5070 = 0 \quad \Rightarrow makD = 321.59 \text{ kN}$$

$$makZ \times 47 + 162.8 \times \left(\frac{60-15}{2} \right) - 4290 = 0 \quad \Rightarrow makZ = 13.34 \text{ kN}$$

Ankraj bulonlarının hesabı:

Şeçilen bulon M12

$F_z = \frac{\pi \times (0.86 \times 1.2)^2}{4} = 0.83 \text{ cm}^2$

$\sigma_z = \frac{Z}{n \times F_z} = \frac{13.34}{4 \times 0.83} = 4.01 \text{ kN/cm}^2 \leq 15 \text{ kN/cm}^2$

Beton basınç gerilmesinin kontrolü:

$P = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} = \frac{321.59}{\frac{60}{4} \times 50} = 0.42 \text{ kN/cm}^2 \leq 0.85 \text{ kN/cm}^2$

Taban levhasının kalınlığı:

$M_1 = 0.42 \times \frac{11.85^2}{2} = 29.67 \text{ kNcm/cm}$

$M_2 = 0.42 \times \frac{50}{2} \times (\frac{50}{4} - 11.85) = 6.86 \text{ kNcm/cm}$

$M_{mak} = 29.67 \text{ kNcm/cm}$

$t \geq 2.45 \times \sqrt{\frac{29.67}{21.6}} = 2.87 \text{ cm} \Rightarrow$ seçilen t = 30 mm

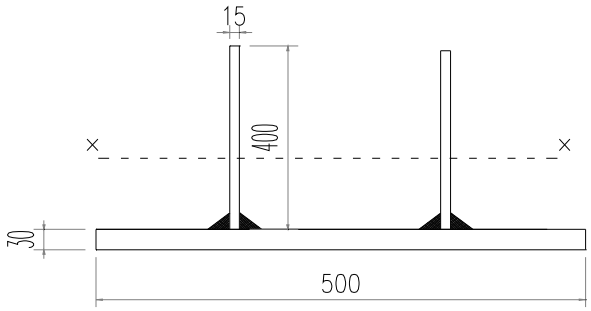
Guse Levhasını profil başlığına bağlayan kaynaklarda kontrol:

$P = \frac{321.6}{4} + 0.5 \times \frac{5070}{27} = 173.4 \text{ kN}$

Guse levhasının yüksekliği 40 cm'dir.

$\tau_k = \frac{P}{F_k} = \frac{173.4}{1 \times (40 - 2 \times 1)} = 4.56 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{kN/cm}^2$

I-I Kesitinde gerilme kontrolü:



Şekil 3.37: I-I Kesiti (bkz. Şekil 3.36)

$$y_g=\frac{50\times3\times2+2\times1.5\times40\times24}{2\times1.5\times40+50\times3}=11.77\text{ cm}$$

$$I_{xx}=2\times\frac{40^3\times1.5}{12}+2\times1.5\times40\times9.75^2+50\times3\times8.25^2$$

$$I_{xx}=37616.8\text{ cm}^4$$

Guse levhalarının uç kesitinde gerilme kontrolü:

$$M_D=D\times\left(\frac{A-h}{2}-\frac{A}{8}\right)=321.5\times\left(\frac{60-27}{2}-\frac{60}{8}\right)=2893.5\text{ kNcm}$$

$$\sigma=\frac{2893.5}{37616.8}\times(40+3-10.25)=2.51\text{ kN/cm}^2\le24.84\text{ kN/cm}^2$$

Guse levhasını taban levhasına bağlayan dikişlerde kontrol:

$$S_x=3\times50\times(10.25-2.00)=1237.5\text{ cm}^3$$

$$Q=D=321.5\text{ kN}$$

$$\tau_k=\frac{Q\times S_x}{I_{xx}\times2\times a}=\frac{321.5\times1237.5}{37616.8\times2\times1.0}=5.28\text{ kN/cm}^2\le21\text{kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynakların kontrolü:(Δ3-150)

$$\tau_k = \frac{T_1}{F_k} = \frac{16.3}{2\times 0.3\times(15-2\times 0.3)} = 1.85 \text{ kN/cm}^2 \le 21 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında kontrol:

Seçilen eleman: IPE 140

$$\text{p'} = \frac{16.3}{7.3\times(20-5)} = 0.14 \text{ kN/cm}^2 \le 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{M} = 0.14\times 7.3\times \frac{(20-5)^2}{2} = 122.24 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{122.24}{77.32} = 1.58 \text{ kN/cm}^2 \le 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklar:

$$I_k = 2\times 0.3\times \frac{(10-1\times 0.3)^3}{12} + 2\times 0.3\times 7.3\times 7.15^2 = 265.44 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2\times 0.3\times(10 - 2\times 0.3) = 5.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{M} = 16.3\times \frac{14+4}{2} = 146.7 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{146.7}{265.44}\times\left(\frac{14}{2}+0.3\right) = 4.03 \text{ kN/cm}^2 \le 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{16.3}{5.64} = 2.89 \text{ kN/cm}^2 \le 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.03^2 + 2.89^2} = 4.95 \text{ kN/cm}^2 \le 21 \text{ kN/cm}^2$$

BÖLÜM 4 TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ BİRLEŞİM HESABI

Bu bölümde elemanların birleşim hesapları gösterilmiştir.

4.1 Güçlendirme Elemanının Birleşim Detayı

Güçlendirme elemanlarının birleşimleri, aşağıda tanımlanan yüklerin en küçüğünü taşıyabilecek yük taşıma kapasitesine sahip olmalıdır [10]

- Taşıyıcı sistem tarafından örgü elemanına aktarılabilen maksimum eksenel kuvvet.
- Çaprazın eksenel çekme kapasitesi
- Deprem yükünden dolayı örgü elemanlarında oluşan eksenel kuvvetin 2.8 katı ile gravitasyonel yüklerden aynı elemanlarda oluşan eksenel yüklerin toplamı

Güçlendirme elemanının kolon ve kirişle birleştiği noktada bağlantı moment oluşturmayacak şekilde ön boyutlanmış, ancak bağlantı levhasının mimari açıdan oluşturacak boyutlarda çıkması sebebiyle daha küçük bir levha seçilmiş ve oluşacak moment dikkate alınmıştır.

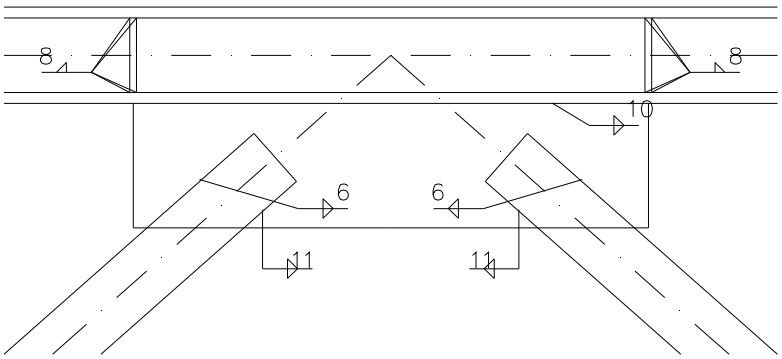
Güçlendirme elemanı: □240×240×16 (F =143.4 cm^2)

P_E = 251.5 kN, P_d = 184.3 kN

- P_{mak} =F× σ_y =143.4×36 = 5162.4 kN
- P_{mak} =2.8×251.5+184.3 = 888.5 kN

P =888.5 kN

Örgü çubuğu – düğüm levhası birleşimindeki kaynak dikişlerinin kontrolü:



Şekil 4.1: Düğüm Levhası

a_1=6 mm, l_1=31.5 cm

a_2=11 mm, l_2=18.7 cm

(1) ve (2) kaynak dikişleri alanlarının ağırlık merkezi çubuğun ağırlık ekseni üzerinde gelecek şekilde hesaplandığından, (1) ve (2) dikişlerindeki makaslama gerilmelerinin eşit olması sağlanmış ve eksantiriste momentinin oluşması engelleşmiş olmaktadır.

$l'_1 = 31.5 - 2\times0.6 = 30.3$ cm

$l'_2 = 18.7 - 2\times1.1 = 16.5$ cm

$F_k = 2\times(30.3\times0.6 + 16.5\times1.1) = 72.66$ cm^2

$$\tau_k = \frac{888.5}{72.66} = 12.2 \text{ kN/ cm}^2 < 21 \text{ kN/ cm}^2 \qquad \text{(Uygun)}$$

Guse Levhasının Kontrolü:

Guse levhası güçlendirme elemanının ilettiği basınç kuvvetini burkulmadan taşıyabilmelidir. Whitmore Metoduna göre eleman kontrol edilmiştir.

b=kesit genişliğ+$2\times l_w \times\tan30 = 24+2\times27.18\times\tan30 = 55.38$ cm

t_{guse} = 2.5 cm seçilmiştir.

$$r = \frac{t_{guse}}{\sqrt{12}} = \frac{2.5}{\sqrt{12}} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\frac{k \times l}{r} = \frac{1 \times 55.38}{0.72} = 76.91 \text{ ise } \omega = 1.85$$

$$\sigma_a = \frac{21.6}{1.85} = 11.67 \text{ kN/ cm}^2$$

$P_{levha} = 2.5 \times 55.38 \times 11.67 = 1615.71$ kN

$P_{çapraz} = 888.5$ kN < $P_{levha} = 1615.71$ kN (Uygun)

Kiriş-Düğüm Levhası Birleşiminde Kontrol:

$$P_{1x} = P_{2x} = 888.5 \times \frac{9}{12.04} = 664.07 \text{ kN}$$

$$\sum P_x = 2 \times 664.07 = 1328.14 \text{ kN}$$

$$P_{1y} = -P_{2y} = 888.5 \times \frac{8}{12.04} = 590.28 \text{ kN}$$

l = kaynak boyu = 235 cm

a = köşe kaynağı = 10 mm

$F_k = 235 \times 2 \times 1 = 470 \text{ cm}^2$

$$\tau_k = \frac{1328.14}{470} = 2.82 \text{ kN/ cm}^2 < 21 \text{ kN/ cm}^2$$

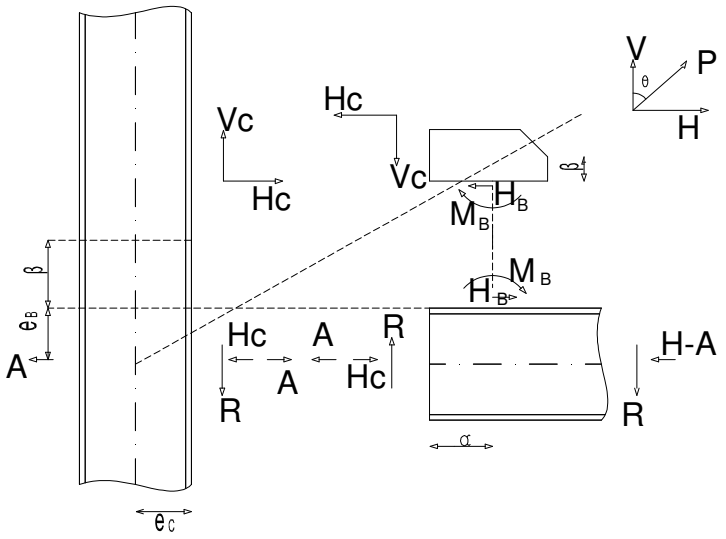
$M = 590.28 \times 59.7 = 35240.15$ kNcm

$$W_k = 2 \times \frac{235^2 \times 1}{6} = 11045 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{35240.15}{11045} = 3.19 \text{ kN/ cm}^2$$

$\sigma_v = \sqrt{2.82^2 + 3.19^2}$ =4.26 kN/ cm^2 <21 kN/ cm^2

Güçlendirme Elemanının Kiriş-Kolon Bağlantı Detayı ve Boyutlandırılması:



Şekil 4.2: Düğüm Noktası Serbest Cisim Diyagramı

H = Güçlendirme elemanına etkiyen yatay kuvvet

V = Güçlendirme elemanına etkiyen düşey kuvvet

P = Güçlendirme elemanına etkiyen eksenel kuvvet

e_b = Kirişin yarı yüksekliği

e_c = Kolonun yarı derinliği

α = Kolon yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık

β = Kiriş yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık

e_b = 13.5 cm, e_c = 50 cm, $\tan\theta$ = 1.125

$\alpha - \beta \times \tan\theta = e_b \times \tan\theta - e_c$

α - $\beta \times 1.125 = 13.5 \times 1.125 -$ e_c

$\beta = 40$ için $\alpha = 10$ cm olmaktadır.

$\bar{\alpha} = 25$ cm olacak şekilde düzenleme yapılarak çözüme devam edilecektir.

r= $\sqrt{(10+50)^2 + (13.5+40)^2}$ =80.4

$$V_c = \frac{\beta}{r} \times P = \frac{40}{80.4} \times 888.5 = 442.10 \text{ kN}$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} \times P = \frac{50}{80.4} \times 888.5 = 552.63 \text{ kN}$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} \times P = \frac{10}{80.4} \times 888.5 = 110.52 \text{ kN}$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} \times P = \frac{13.5}{80.4} \times 888.5 = 149.21 \text{ kN}$$

$M_b = 149.21 \times (25\text{-}10) = 2238.15$ kNcm

Guse levhasının kirişe bağlandığı yerde köşe kaynak dikişinin tahkiki:

a = 10 mm, $l = 50$ cm

$F_k = 2 \times 1 \times (50\text{-}2 \times 1) = 96$ cm^2

$$W_k = 2 \times \frac{1 \times (50 - 2 \times 1)^2}{6} = 768 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{110.52}{96} = 1.15 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{149.21}{96} + \frac{2238.15}{768} = 4.46 \text{ kN/ cm}^2$$

Guse levhasının kolona birleşimi:

$P_s = \frac{1.2^2 \times \pi}{4} \times 27 = 30.53$ kN

$P_l = 2.5 \times 1.2 \times 47 = 141$ kN

$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 30.53$ kN

$P_l = \sqrt{149.21^2 + 110.52^2} = 185.68$ kN

$n = \frac{185.68}{30.53} = 6.03$ 6M12 (10.9)

Levha kolon birleşimindeki kaynak dikişlerin tahkiki:

a = 10 mm, l = 80 cm

$F_k = 2 \times 1 \times (80 - 2 \times 1) = 156$ cm^2

$\tau_k = \frac{442.10}{156} = 2.83$ kN/ cm^2

$\sigma_k = \frac{552.63}{156} = 3.54$ kN/ cm^2

$\sigma_v = \sqrt{3.54^2 + 2.83^2} = 4.53$ kN/ cm^2 < 21 kN/ cm^2

Kiriş kolon birleşimi:

R = 8.2 kN

$P_v = V_b + R = 149.21 + 8.2 = 157.41$ kN

$P_h = 335.7 + 663.15 - 110.52 = 888.33$ kN

Levha kolon birleşimindeki kaynak dikişinin tahkiki:

a = 12 mm, l = 27 cm

$F_k = 2 \times 1.2 \times 27 = 64.8$ cm^2

$$\tau_k = \frac{157.41}{64.8} = 2.42 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{888.33}{64.8} = 13.7 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.42^2 + 13.7^2} = 13.92 \text{ kN/ cm}^2 < 21 \text{ kN/ cm}^2$$

Bulonların tahkiki:

$$P_T = \sqrt{157.41^2 + 888.33^2} = 902.17 \text{ kN}$$

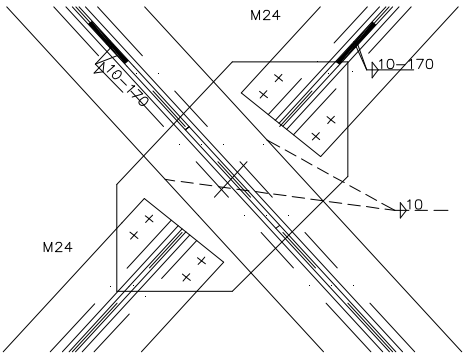
$$P_s = \frac{2.8^2 \times \pi}{4} \times 27 = 166.25 \text{ kN}$$

$$P_l = 2.5 \times 2.8 \times 47 = 329 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 166.25 \text{ kN}$$

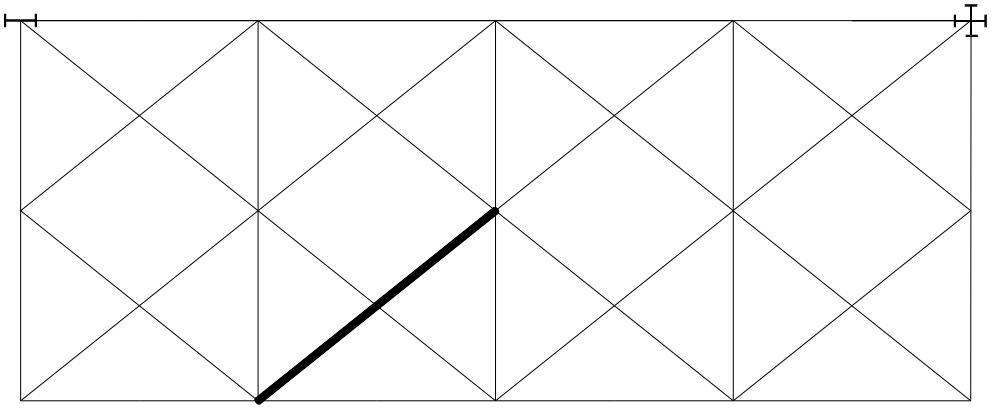
$$n = \frac{902.17}{166.25} = 5.42 \text{ seçilen 6M27 (10.9)}$$

4.2 Çatı Çaprazlarının Bağlantı Detayı



Şekil 4.3: Çatı Çaprazlarının Birleşimi

P = 525.64 kN



Şekil 4.4: Çatı Çaprazları

τ_{sem} = 28 kN/cm^2 , σ_{lem} = 48 kN/cm^2 (SLP Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için)

N_s = Makaslama emniyet kuvveti

$$N_s = \text{m} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 28 = 137.44\text{kN}$$

N_l = Ezilme emniyet kuvveti

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 1.5 \times 2.5 \times 48 = 180 \text{ kN}$$

N_{em} = 137.44 kN

$$\text{n} = \frac{525.64}{137.44} = 3.82 \text{ ise 4 adet M24}$$

Kaynakların Kontrolü:

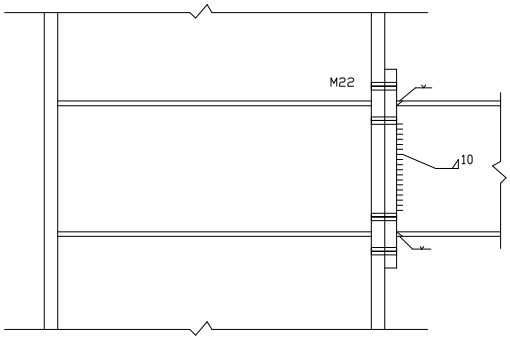
a = 10 mm, l = 49.5 cm

$l' = 49.5 - 2 \times 1 = 47.5$ cm

$F_k = 2 \times 47.5 \times 1 = 95\ cm^2$

$$\tau_k = \frac{525.64}{95} = 5.53\ kN/cm^2 < 21\ kN/cm^2 \qquad \text{(Uygun)}$$

4.3 Kolon Kiriş Bağlantı Detayı



Şekil 4.5: Kolon Kiriş Birleşimi

Bu birleşim şeklinde, kiriş profili önce başlıklarından derin nufuziyetli yarım V dikişi kullanılarak alın levhasına bağlanmaktadır ve bu kaynak dikişleri ile moment aktarmaktadır. Kesme kuvveti ise, kiriş gövdesine her iki yandan çekilen ve kiriş gövdesini alın levhasına birleştiren köşe kaynakları ile aktarılmaktadır.

Derin nüfuziyetli yarım V küt kaynak dikişi için, akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti en az birleştiği profillerin malzemesininki kadar olan elektrodlar kullanılması gerektiğinden, kirişte oluşan plastik mafsal momenti M_{pr}, kiriş başlıklarından alın levhasına aktarılabilir.

Aktarılan bu moment ve kesme kuvveti daha sonra kolon başlığına yüksek mukavemetli bulonlarla iletilmektedir.

$M_{pr} = W_{px} \times \sigma_a = 1307 \times 36 = 47052\ kNcm$

Plastik mafsalın kolon ekseninden itibaren mesafesinin $S_h = \frac{d_c}{2} + \frac{d_b}{3} + t_{pl}$ formülü ile hesaplanabilmesi amacıyla, t_{pl} için başlangıç değeri olarak t_{pl} = 30 mm seçilsin.

$$S_h = \frac{1000}{2} + \frac{400}{3} + 30 = 663 \text{ mm}$$

$$l' = l - 2 \times S_h = 7500\text{-}2 \times 663 = 6174 \text{ mm}$$

Plastik mafsal noktasındaki kesme kuvveti:

P= Aşık mesnet tepkileri

l_i= Aşıkların plastik mafsal noktasına olan uzaklığı

$$V_p = \frac{2 \times M_{pr} + \sum P l_l + \frac{w \times l'^2}{2}}{l'}$$

V_p = 135.57 kN

$$M_f = 47052 + 135.57 \times (\frac{40}{3} + 3) = 49266.31 \text{ kNcm}$$

$$M_c = 47052 + 135.57 \times 66.3 = 56040.29 \text{ kNcm}$$

$M_f < 2 \times T_{ub} \times (d_o + d_1)$ ifadesinden bulon çapı şeçilir.

Kullanılan bulon M22 ve kalitesi SLP10.9 olarak seçildi.

$p_f = p_f' = 2 \times 22 = 44$ mm

$$d_1 = 400 - \frac{13.5}{2} - 13.5 - 44 = 335.75 \text{ mm}$$

$$d_0 = 400 - \frac{13.5}{2} + 44 = 437.25 \text{ mm}$$

T_{ub} = 318.71 kN

$$T_{ub} = 150 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 2.2)^2}{4} = 421.71 \text{ kN} > 318.71 \text{ kN} \quad \text{(Uygun)}$$

Seçilen 8 adet M22 yüksek mukavemetli bulonun kesme açısından uygunluğunun kontrolü

$V_g = 25.13$ kN

$$A_b = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} = 3.8 \text{ cm}^2 > \frac{\frac{2 \times 49266}{7500 - 100} + 25.13}{8 \times 2.2} = 2.18 \text{ cm}^2 \quad \text{(Uygun)}$$

Alın levhasında eğilmeden kaynaklanan akmaları önlemek için, gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$t_p = \sqrt{\frac{49266}{0.8 \times 36 \times \left\{ (40 - 4.4) \times \left[\frac{20}{2} \times \left(\frac{1}{4.4} + \frac{1}{\sqrt{30 \times 15}} \right) + (4.4 + 22.28) \times \frac{2}{15} \right] + \frac{20}{2} \times \left(\frac{40}{4.4} + \frac{1}{2} \right) \right\}}}$$

$t_p \approx 2.71$ (Uygun)

Alın levhasında kaymadan dolayı akma oluşmaması için gerekli tp minimum alın levhası kalınlığı aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$t_p = \frac{49266}{1.1 \times 36 \times 20 \times (40 - 1.35)} = 1.65 \text{ cm} \quad \text{(Uygun)}$$

Panel bölgesi kayma kuvveti taşıma kapasitesi aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$V_n = 0.55 \times 36 \times 100 \times 2.1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30.2 \times 4^2}{40 \times 100 \times 2.1} \right] = 4875 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{20690}{100} = 206.9 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{20690}{40} = 517.25 \text{ kN}$$

$V_n = 4875$ kN > mak (T_1;T_2) olduğu için kayma bölgesinin takviyesine gerek yoktur.

BÖLÜM 5 TEMELİN BOYUTLANDIRILMASI

Sistemin temeli olarak tekil temel düşünülüp, temelin betonarme hesabı TS500' de verilen kurallar dahilinde yapılmıştır. Sistemin analizi sonucu SAP2000'den alınan değerler ile tekil temelin statik ve betonarme hesabı yapılmıştır. Maksimum zemin gerilmesinin zemin emniyet gerilmesini aşmamasına dikkat edilmiştir.

$\sigma < \sigma_{zem}$

Tekil temelin boyutlandırılmasında kullanılan zemin parametreleri aşağıda verilmiştir.

Zemin emniyet gerilmesi σ_z=250 kN/m^2

Zımbalama dayanımının hesabında, yüklenen alan kolon taban levhasından d/2 kadar uzaklıkta yer alan zımbalama çevresi ile belirlenen alan olarak alınır. Zımbalama olayının ortaya çıkmaması ve bu bölgede güvenli olarak kuvvet geçişinin oluşması için kesme kuvveti kapasitesinin iletilmesi gereken kuvvetten daha büyük olması gerekir.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad \textbf{(5.1)}$$

TS500, birleşim bölgesinde zımbalama dayanımının arttırmak üzüre donatı kullanılmamışsa, betonun katkısıyla zımbalama yüzeyi tarafından iletebilecek kesme kuvveti kapasitesinin, zımbalama yüzeyi alanının beton çekme dayanımı ile çarpılarak bulunabileceğini öngörmektedir.

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d \quad \textbf{(5.2)}$$

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

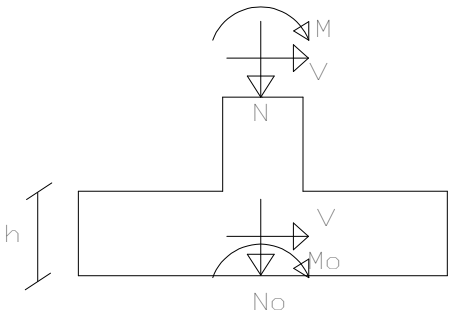
$$\gamma = \frac{1}{1+1.5\times\frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x + b_y}}} \quad \textbf{(5.3)}$$

$$e = 0.4\times\frac{M}{N} \quad \textbf{(5.4)}$$

$$b = b + d_t \quad \textbf{(5.5)}$$

5.1 T2 Tekil Temelinin Boyutlandırılması:

5.1.1 Zemin Emniyet Gerilmesinin Kontrolü:



Şekil 5.1: Serbest Cisim Diyagramı

M = 214.4 kNm, N = 3214.5 kN, V = 44.2 kN

$M_o = M + V \times h$

$M_o = 214.4 + 44.2 \times 1 = 258.6$ kNm

$N_o = 3214.5$ kN

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_o}{A} \pm \frac{M_o}{W} \qquad \sigma_1 \le \sigma_{znet} \ , \ \sigma_2 > 0$$

$$\sigma_{znet} = \sigma_{zem} - \gamma \times h$$

$$\sigma_{znet} = 250 - 20 \times 1 = 230 \ \text{kN/m}^2$$

$A = L_x \times L_y$

$A = 4 \times 4 = 16 \ \text{m}^2$

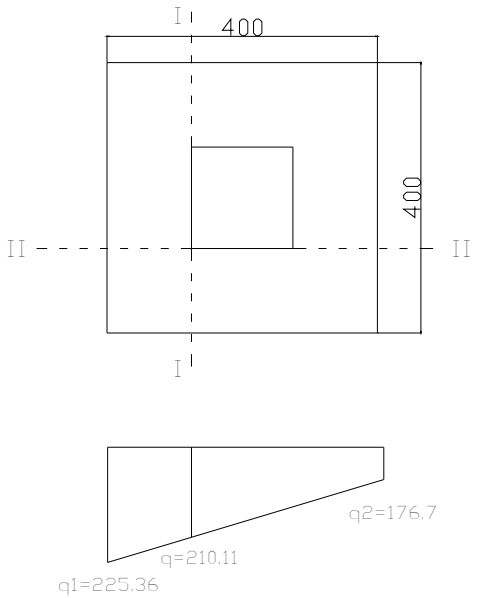
$$W = \frac{L^2{}_x \times L_y}{6}$$

$$W = \frac{4^2 \times 4}{6} = 10.66 \ \text{m}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{3214.5}{16} + \frac{258.6}{10.66} = 225.36 \ \text{kN/m}^2 < \sigma_{znet} = 230 \ \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{3214.5}{16} - \frac{258.6}{10.66} = 176.7 \ \text{kN/m}^2 > 0$$

5.1.2 Tekil Temelin Betonarme Hesabı:



Şekil 5.2: Zemin Gerilmeleri

$$M_1 = 210.11\times4\times\frac{1.25^2}{2}+\frac{1}{2}\times(225.36-210.11)\times\frac{2}{3}\times4\times1.25^2 = 688.36 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{1}{2}\times(225.36+176.7)\times\frac{4}{2}\times1.25^2 = 628.21 \text{ kNm}$$

I-I Kesiti Betonarme Hesabı :

BS 30 / BÇ III

b = 4 m , d = 1- 0.05 = 0.95 m

$$K = \frac{4\times0.95^2}{688.36} = 524.10^{-5} \quad \Rightarrow \quad k_s = 2.78$$

$$A_s = 2.78\times\frac{688.36}{0.95} = 2014 \text{ mm}^2$$

$$\min A_{sx} = 0.002\times4000\times950 = 7600 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı : $25\phi20/160$

Kesme Kuvveti Kontrolü:

$$V_1 = \frac{1}{2}\times(225.36+210.11)\times 4\times 1.25 = 1088 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd}\times b\times d$$

$$V_{cr} = 0.65 \times 1250\times 4\times 0.95 = 3087.5 > V_1$$

II-II Kesiti Betonarme Hesabı :

BS 30 / BÇ III

b = 4 m , d = 1- 0.05-0.02= 0.93 m

$$K = \frac{4\times 0.93^2}{628.21} = 550.10^{-5} \quad \Rightarrow \quad k_s = 2.78$$

$$A_s = 2.78\times\frac{628.21}{0.93} = 1877.87 \text{ mm}^2$$

$$\min A_{sx} = 0.002\times 4000\times 930 = 7440 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı : $25\phi 20/160$

Kesme Kuvveti Kontrolü:

$$V_1 = \frac{1}{2}\times(225.36+176.7)\times 4\times 1.25 = 1005 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd}\times b\times d$$

$$V_{cr} = 0.65 \times 1250\times 4\times 0.93 = 3022 > V_2$$

5.1.3 Zımbalama Kontrolü:

$$d = \frac{0.95+0.93}{2} = 0.94 \text{ m}$$

$b_x = 1.5 + 0.94 = 2.44$ m

$b_y = 1.5 + 0.94 = 2.44$ m

$u_p = 4 \times 2.44 = 9.76$ m

$e_x = 0.4 \times \dfrac{214.4}{3214.5} = 0.026,\ e_y = 0.4 \times \dfrac{39.3}{3214.5} = 0.004$ m ise $e_{\min} = 0.015 + 0.03 \times 1$

$e_{\min} = 0.015 + 0.03 \times 1 = 0.045$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \dfrac{0.045 + 0.045}{\sqrt{2.44 \times 2.44}}} = 0.952$$

$$V_{pd} = \frac{1}{2} \times (q_1 + q_2) \times (L_x \times L_y - b_x \times b_y)$$

$$V_{pd} = \frac{1}{2} \times (225.36 + 176.7) \times (4 \times 4 - 2.44 \times 2.44)$$

$V_{pd} = 2019.62$ kN

$V_{pr} = 0.924 \times 1250 \times 9.76 \times 0.94 = 10596$ kN > V_{pd}

BÖLÜM 6 SONUÇLAR

Bu bölümde yapının metraj analizi yapılmıştır. Hesaplanan malzeme miktarı yapılan metraj sonucunda bulunan değerler kabul edilmiş, üretim sırasında oluşacak kayıplar göz önünde bulundurulmamıştır.

Yapının Çelik ve Betonarme Metrajı:

St52 çelik malzeme

Taşıyıcı Sistem Elemanları……..……...1040.17 ton

Toplam :1040.17 ton

C30 Betonarme Betonu:

Temel betonu……...….1211.25 m^3

Toplam :1211.25 m^3

BÇIII Betonarme Demiri……...76.80 ton

Toplam :76.80 ton

Yapının birim metrekaresinin ağırlığı: 154 kg/m^2

Gerçekleştirilen sistemin birim metrekaresinin ağırlığı 138 kg/m^2

Deprem yüklerine göre boyutlandırılmamış olan yapının, deprem yükleri altında çok fazla zorlanması sonucu metrekarede 16 kg fark çıkmıştır.

Bu çalışmada krenli bir çelik hangar yapısının yatay ve düşey yükler altında TS648, İMO -02 ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Taslak-2 esnasında projelendirilmesi yapılmıştır. Yapının taşıyıcı sistemi boyuna doğrultuda, merkezi güçlendirilmiş süneklik düzeyi yüksek çaprazlardan oluşmaktadır. Yapının enine doğrultuda taşıyıcı sistemi ise süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden

oluşmaktadır. Yapının yatay yük analizinde modların birleştirilmesi yöntemi kullanılmış, bulunan taban kesme kuvveti değerleri Deprem yönetmeliğinde belirtilen eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan toplam taban kesme kuvveti değerine çekilmiştir.

Aşağıda hesaplarda izlenen sıra korunarak çelik bir yapının tasarımında dikkatle üzerinde durulması gereken bazı kurallara ve tasarım yapılan bu yapı ile ilgili bazı önemli noktalara değinilmiştir.

Yapının düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesi, boyutlandırılması ve detaylandırılması sonucu aşağıdaki hususların belirtilmesinde fayda görülmüştür.

a) Yapının taşıyıcı sistemi ve taşıyıcı elemanların seçiminde sistemin geometrisi ve yükleme durumları önemli ölçüde rol oynamaktadır. Mevcut yapının taşıyıcı sistemi çelik ve betonarmeden oluşturulmuştur. Bu çalışmada ise mevcut sistemde betonarme olan kısımlar çelik düşünülerek sistem analizi ve boyutlandırılması yapılmıştır.

b) Sistemde deprem yüklerinin etkili olması nedeniyle betonarme olan yapı kısımları yerine çelik elemanlar kullanılmasıyla sistemin daha önce yapılmış olan ve deprem yüklerinin söz konusu olmadığı Baden Année de Construction tasarımına göre birim metrekareye ağırlığı daha fazla çıkmıştır.

c) Sistem boyutlandırılırken sehim koşulu belirgin bir şekilde boyutlandırmada rol oynamıştır. Elemanların bir çoğu eğilme ve kesme gerilmeleri göz önüne alınarak ve bu değerleri aşmayacak şekilde boyutlandırılmıştır.

d) Süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş olarak tasarlanan yapılarda kat yüksekliği ve akslar arasında büyük fark olması, gerekli birleşim elemanları nedeniyle mimari problemler doğuracak kadar aşırı büyük düğüm levhalarının çıkmasına neden olmaktadır.

e) Yapının taşıyıcı elemanlarının dolu gövdeli elemanlar olarak seçilmesinden dolayı montajı güçleştirecek detaylar ortaya çıkmıştır.

f) Yapıda imalat ve montaj kolaylığı sağlayabilmek için çok farklı kesitlerin seçiminden uzak durulmuş, gerekli şantiye ek detayları verilerek malzeme zayiatının en aza indirilmesi düşünülmüştür.

g) Yapının bütün elemanlarının kesitlerinin kompaktlığının kontrolü yapılmış böylelikle yapının tam bir sünek davranış sergileyerek, enerji yutma kapasitesinin tam anlamıyla kullanılması sağlanmıştır.

h) Yapıda süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çerçeveler kullanılması durumunda yapının, kat kirişlerinin boyutlandırılmasında daha çok kesit tesirlerinin etkin olduğu gözlemlenmiştir.

i) Yapıda kullanılan bütün birleşimlerde süneklik prensibi korunmuş, kolonlardan önce kirişlerin plastikleşmesini sağlayacak her tür önlem alınmıştır.

j) Ülkemizde kalifiye kaynakçının az olması nedeniyle mümkün olduğu kadar az şantiye kaynağı kullanılmıştır. Bunun yerine bulonlu şantiye ekleri yeğlenmiştir.

1999 yılında yaşadığımız Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından beton yapılarda meydana gelen büyük hasarlar, çelik yapılara özelliklede sanayi yapılarına olan geçişin ivme kazanmasına neden oldu. Günümüzdeki teknolojik gelişmenin hızlı olması nedeniyle depreme dayanıklı ve mümkün olan en az hammadde kullanarak, yapım süresi kısa, fonksiyonel, deprem sırasında yüksek enerji yutma kapasitesine sahip çelik yapıların Türkiye'de yaygınlığının artacağı inancıyla bu tez hazırlanmıştır.

Tezimde ele aldığım yapı 1958 de Zürihte yapılan Baden Année de Construction çözümlemesidir. 1958 de yapılan bu sistemde deprem kuvvetleri düşünülmeden projelendirilme yapılmıştır. Günümüz bilgileri ışığında geometrisi sabit tutulan sistem, deprem kuvvetlerine göre tekrar boyutlandırılmıştır.

Yapılan statik analiz sonucunda görülmüştür ki deprem kuvvetleri nedeniyle artan kesit tesirleri, daha büyük kesitlerin kullanılmasını zorunlu kılıyor ve buda sistemin birim metrekaresinin ağırlığını arttırıyor.

KAYNAKLAR

[1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-Taslak 2, 01.2006.** İMO İstanbul Şubesi, İstanbul

[2] **TS-500,** 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[3] **TS-498,** 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[4] **TS-648,** 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[5] **TS-3357,**1979. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[6] **TS-7046,** 1989. Yapıların Tasarımı için Esaslar – Çatılardaki Kar Yüklerinin Tespiti, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[7] **İMO-01,** 2005. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, İMO İstanbul Şubesi Çelik Yapılar Komisyonu*,* İstanbul.

[8] **İMO-02,** Basımda, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, İMO İstanbul Şubesi Çelik Yapılar Komisyonu*,* İstanbul.(Basım Aşamasında)

[9] **DIN-120,**1949. Kren ve Kren Yolları Çelik Yapı Kısımlarının Hesap Esasları, Kutulmuş Yayınevi

[10] **Deren H., Uzgider E, Piroğlu F,** 2005, Çelik Yapılar-Emniyet Gerilmelerine Göre Hesap, Çağlayan Kitapevi, İstanbul

[11] **Odabaşı Y,** 1997, Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul

[12] **Celep Z. ve Kumbasar N.,** 2001, Betonarme Yapılar, Beta, İstanbul

[13] **Darılmaz K., Orakdöğen E., Özmen G.,** 2002, Örneklerle SAP2000, Birsen Yayınevi, İstanbul

[14] **SAP2000 Analysis Reference Manual,** 1998, Computer and Structures Inc. Berkeley, California

[15] **Ayhan M.**, 2005. Çelik Bir Yapının Projelendirilmesi, *Yüksek Lisans Tezi,* İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[16] **Uzgider, E.**., 2002, Steel Structures – I Ders Notları, *İTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Lisans Dersi,İstanbul*,Türkiye Eylül-Ocak.

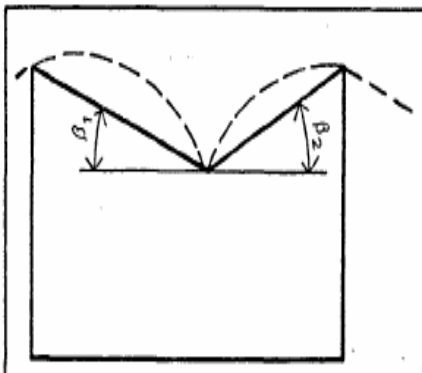
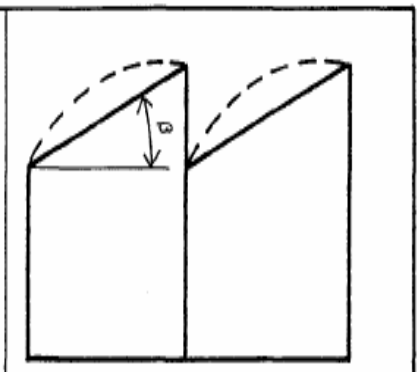
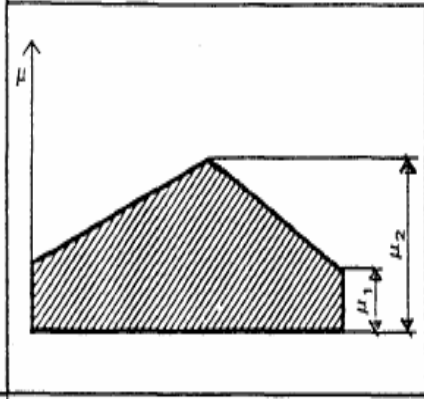
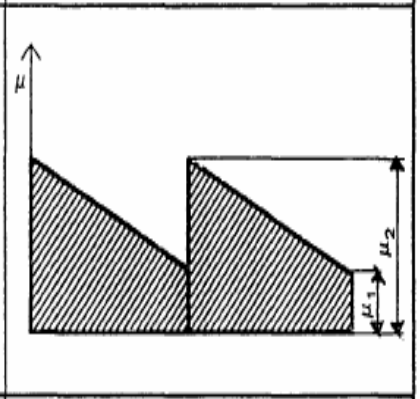
[17] **Betonarme Tablo ve Abaklar.,** 2002, İstanbul Teknik Üniversitesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul

[18] **ARCELOR GROUP**, 2001, Profıl Arbed ,Türkiye

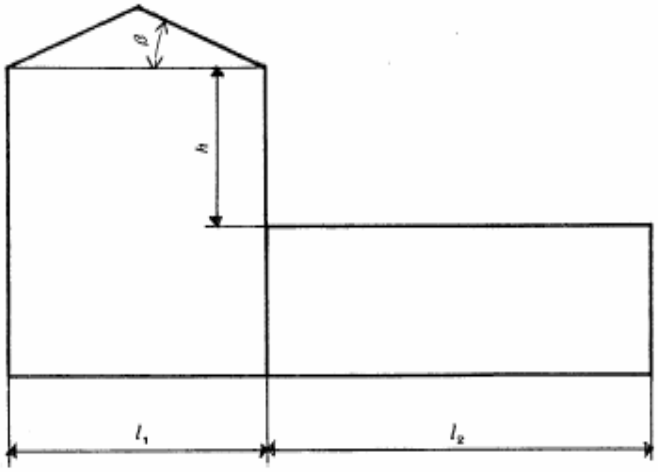
[19] **Eryürek B.,** 2004, Çelikler İçin Örtülü Elektrod Seçimi, Askaynak, İstanbul

[20] **DEMAG,** 1953, Stahl im Hochbau, Verlag Stahleisen, Düsseldorf

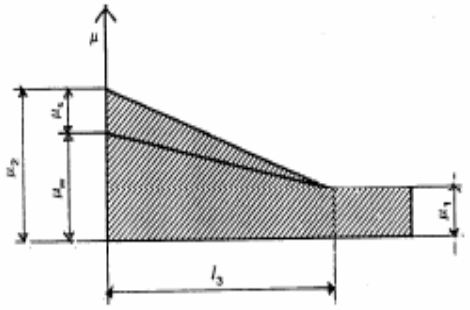
EK A. (3.BÖLÜM)

	Dereli Çatılar	Şet (Testere Dişli) Çatılar
	 $\beta = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2}$	
		
$0° < \beta < 30°$	$\mu_2 = 0{,}8\left(\frac{30+\beta}{30}\right)$ $\mu_1 = 0{,}8$	$\mu_2 = 0{,}8\left(\frac{30+\beta}{30}\right)$ $\mu_1 = 0{,}8$
$30° < \beta < 60°$	$\mu_2 = 1{,}6$ $\mu_1 = 0{,}8\left(\frac{60-\beta}{30}\right)$	$\mu_2 = 1{,}6$ $\mu_1 = 0{,}8\left(\frac{60-\beta}{30}\right)$
$\beta > 60°$	$\mu_2 = 1{,}6$ $\mu_1 = 0$	$\mu_2 = 1{,}6$ $\mu_1 = 0$

EK B. (3.BÖLÜM)



μ1=0,8
μ2=μS+μW
Burada;
μs=Kaymadan dolayı
μw=Rüzgardan dolayı
$l_3 = 2h$ (5 m≤l_3 ≤15 m ise)



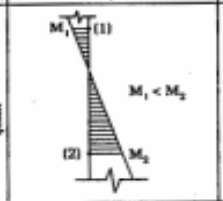
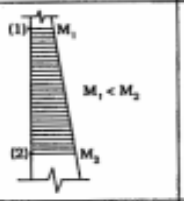
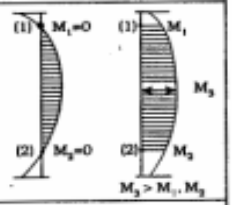
$$\mu W = \frac{l_1 + l_2}{2h} \le \frac{kh}{S_O} (0{,}8 \le \mu W \le 4{,}0 ise)$$

Burada;
h=Metre
S_o =kgf/m^2 olarak alınırsa
k=200 kgf/m^3 dır.

$\beta > 15^\circ$ ise μs üstteki, çatının maksimum toplam yükünün % 50' si eklenerek bulunur (3) ve şekilde görüldüğü gibi doğrusal bir şekilde dağıtılır. $\beta \le 15^\circ ise \mu_s = 0$ dır.

EK C. (3. BÖLÜM)

Tablo-9.6

Konum	1	2	3	4
Moment Diyagramı şekli				
C_b	$1.75+1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right)+0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$	$1.75-1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right)+0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$	1.75	1.00

— C_m katsayısının değerleri ise şöyledir:

- Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu ise,

$$C_m = 0{,}85$$

- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içinde çubuğa etkiyen herhangi bir yük bulunmuyorsa,

$$C_m = 0{,}6 \pm 0{,}4\,\frac{M_1}{M_2} \geq 0{,}4$$

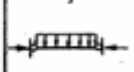
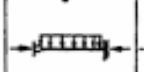
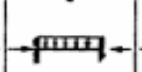
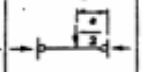
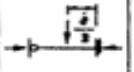
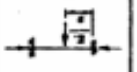
M_1 ve M_2 tanımları (TABLO−9.6) da verildiği gibi olup, tablodaki (Konum−1) için (−), (Konum−2) için ise (+) işareti kullanılmalıdır.

- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içinde çubuğa etkiyen bir yük bulunmuyorsa,

$$C_m = 1 + \Psi\,\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_c'}$$

Burada $\left[\Psi = \frac{\pi^2 \delta E I_x}{M_{max}\, s^2} - 1\right]$ 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	−0,2	−0,4	−0,6

İki eksende eğilmeli burkulma ($S+M_x+M_y$) durumunda, örneğin (x) ekseninin kuvvetli, (y) ekseninin de zayıf eksen oldukları varsayılırsa, (x) ekseniyle ilgili değerler yukarıda belirtildiği tarzda hesaplanır. (y) eksenine göre olan (C_{my}, σ_{by},σ'_{ey}) değerleri de aynen (x) ekseni için uygulandığı biçimde bulunur. (σ_{By}) nin ise, sadece (4) no'lu bağıntıyla ($\sigma_{By} = 0{,}6 \cdot \sigma_a$) biçiminde hesaplanması yeterlidir.

ÖZGEÇMİŞ

Bedii Yurtseven, 1981 yılında İstanbul'da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini İstanbul'da tamamladı. 1998 yılında İ.T.Ü İnşaat 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 2004 yılında tamamladı.Yazar, 2003 yılında başladığı Yüksek lisans eğitimini sürdürmektedir.