

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BİR BANKA BİNASININ TEPKİ SPEKTRUMU YÖNTEMİ İLE ANALİZİ,
BOYUTLANDIRILMASI VE İMALAT ÇİZİMLERİNİN HAZIRLANMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Halit ÖZEREN**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Deprem Mühendisliği

EYLÜL 2009

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BİR BANKA BİNASININ TEPKİ SPEKTRUMU YÖNTEMİ İLE ANALİZİ,
BOYUTLANDIRILMASI VE İMALAT ÇİZİMLERİNİN HAZIRLANMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Halit ÖZEREN
(501061214)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 26 Ağustos 2009
Tezin Savunulduğu Tarih : 15 Eylül 2009**

**Tez Danışmanı : Yrd.Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN
(İTÜ)
Eş Danışman :
Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Filiz PİROĞLU (İTÜ)
Yrd. Doç. Dr. Fevzi DANSİK (YTÜ)**

EYLÜL 2009

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında çelik taşıyıcı sisteme sahip bir banka binasının tepki spektrumu metodu ile analizi yapılmış, yeni deprem yönetmeliğinin getirdiği esaslara göre boyutlandırılmış ve gerekli imalat paftaları hazırlanmıştır.

Yüksek lisans eğitimim süresince bilgi ve birikimlerini benimle paylaşarak eğitimime değerli katkılar sağlayan tez danışmanım Sayın Yrd.Doç.Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca yanımda olan maddi ve manevi her konuda desteklerini esirgemeyen ve daima ileriye hedefleme karakterini bana kazandıran aileme minnettarım.

Ekim 2009

Halit Özeren
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER.....	v
KISALTMALAR.....	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xi
ÖZET.....	xiii
SUMMARY.....	xv
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Yapı Hakkında Genel Bilgiler.....	1
1.2 Malzeme Özellikleri.....	3
2. YÜK ANALİZLERİ.....	5
2.1 Sabit Yükler.....	5
2.2 Kar Yükleme.....	5
2.3 Rüzgar Yükleme.....	7
2.4 Deprem Yükleme.....	15
3. YÜK KOMBİNASYONLARI.....	19
4. DÜZENSİZLİK KONTROLLERİ.....	21
5. SİSTEM ANALİZİ.....	23
5.1 Sistemin Genel Görünüşleri.....	23
5.2 Yapı Sistemine Yapılan Yükleme.....	25
5.3 Yatay Yerdeğiştirmelerin Kontrolü.....	27
5.4 İkinci Mertebe Etkileri.....	28
6. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI.....	29
6.1 Kolon Dizaynı.....	30
6.2 Kiriş Dizaynı.....	38
7. YAPI ELEMANLARININ BİRLEŞİM HESAPLARI.....	87
7.1 Kolon Ayağı Dizaynı.....	87
7.2 Kolon Kiriş Birleşim Hesabı.....	99
7.3 Kiriş Kiriş Birleşim Hesabı.....	105
8. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	111
KAYNAKLAR.....	113
EKLER	115

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
TS	: Türk Standartları
SAP2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
St	: Steel
İMO-02.R-01	: Çelik Yapılar Emniyet Gerilmesi Esasına Göre Hesap ve Proje Esasları

ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Çizelge 1.1 : SL tipi bulonların özellikleri.	3
Çizelge 1.2 : SLP tipi bulonların özellikleri.	4
Çizelge 2.1 : Kolonların yatay ile yaptığı aç.	11
Çizelge 2.2 : Kolonların yatay ile yaptığı aç.	12

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Yapının üç boyutlu genel görünüşü	1
Şekil 1.2 : Yapının plan görünüşü	1
Şekil 2.1 : Sistem çatı şekli	6
Şekil 2.2 : Sistem çatısının ölçüleri.	6
Şekil 2.3 : Sistem çatısında biriken karın yüksekliği	7
Şekil 5.1 : Yapı üç boyutlu statik modeli	23
Şekil 5.2 : Yapı statik modeli plan görünüşü.	24
Şekil 5.3 : Yapı statik modeli kesit görünüşü	24
Şekil 5.4 : Zati yükleme.....	25
Şekil 5.5 : Kar yüklemesi.....	25
Şekil 5.6 : Rüzgar Yükleme üç boyutlu görünüşü.....	26
Şekil 5.7 : Rüzgar Yükleme plan görünüşü	26
Şekil 6.1 : Kolon enkesiti.....	30
Şekil 6.2 : Kolon kuvvetli eksen için burkulma boyu parametreleri.....	31
Şekil 6.3 : Kolon zayıf eksen için burkulma boyu parametreleri	33
Şekil 6.4 : Kolon kuvvetli eksen moment diyagramı	36
Şekil 6.5 : Kolon zayıf eksen moment diyagramı	37
Şekil 6.6 : Boyutlandırmaya esas olacak kirişlerin numaraları	39
Şekil 6.7 : 1 no'lu kirişin enkesiti	40
Şekil 6.8 : 1 no'lu kirişin 1/3 enkesiti.....	41
Şekil 6.9 : 1 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı	43
Şekil 6.10 : 1 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı	44
Şekil 6.11 : 2 no'lu kirişin enkesiti	46
Şekil 6.12 : 2 no'lu kirişin 1/3 enkesiti	47
Şekil 6.13 : 2 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı.	49
Şekil 6.14 : 2 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı.	59
Şekil 6.15 : 3 no'lu kirişin enkesiti	51
Şekil 6.16 : 3 no'lu kirişin 1/3 enkesiti.....	52
Şekil 6.17 : 3 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı	54
Şekil 6.18 : 3 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı ...	54
Şekil 6.19 : 4 no'lu kirişin enkesiti.	56
Şekil 6.20 : 4 no'lu kirişin 1/3 enkesiti.....	57
Şekil 6.21 : 4 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı	59
Şekil 6.22 : 4 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı	59
Şekil 6.23 : 5 no'lu kirişin enkesiti	61
Şekil 6.24 : 5 no'lu kirişin 1/3 enkesiti	62
Şekil 6.25 : 5 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı	64
Şekil 6.26 : 5 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı	64
Şekil 6.27 : 6 no'lu kirişin enkesiti	66
Şekil 6.28 : 6 no'lu kirişin 1/3 enkesiti	67
Şekil 6.29 : 6 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı	69
Şekil 6.30 : 6 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı	70

Şekil 6.31 : 7 no'lu kirişin enkesiti	71
Şekil 6.32 : 7 no'lu kirişin 1/3 enkesiti	72
Şekil 6.33 : 7 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı.....	74
Şekil 6.34 : 7 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı	75
Şekil 6.35 : 8 no'lu kirişin enkesiti	77
Şekil 6.36 : 8 no'lu kirişin 1/3 enkesiti.	78
Şekil 6.37 : 8 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı.....	79
Şekil 6.38 : 8 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı.....	80
Şekil 6.39 : 9 no'lu kirişin enkesiti	82
Şekil 6.40 : 9 no'lu kirişin 1/3 enkesiti	83
Şekil 6.41 : 9 no'lu kirişin kuvvetli eksen moment diyagramı.....	85
Şekil 6.42 : 9 no'lu kirişin zayıf eksen moment diyagramı	85
Şekil 7.1 : Kolon ayak detayı.....	87
Şekil 7.2 : Kolon ayak detayı plan görünüşü	88
Şekil 7.3 : Kolon ayak detayı 1-1 kesiti.	88
Şekil 7.4 : Kolon ayak detayı 2-2 kesiti.	89
Şekil 7.5 : Kolon ayak detayı statik modeli.....	89
Şekil 7.6 : Kolon ayak detayı 3-3 kesiti	92
Şekil 7.7 : Kolon kiriş birleşim detayı.	99
Şekil 7.8 : Kiriş kiriş birleşim detayı.	105
Şekil 7.9 : Kiriş Kiriş Birleşimi kritik kesit.....	107
Şekil 7.10 : Kiriş Kiriş Birleşimi Statik Modeli	108
Şekil 7.11 : Ek başlık levhasının gerilme diyagramı	108

BİR BANKA BİNASININ TEPKİ SPEKTRUMU YÖNTEMİ İLE ANALİZİ, BOYUTLANDIRILMASI VE İMALAT ÇİZİMLERİNİN HAZIRLANMASI

ÖZET

Bu çalışmanın konusu dönel simetrik forma sahip çelik karkas sistem bir yapının tepki spektrumu yöntemi ile analiz edilmesi, yapı elemanlarının boyutlandırılması, birleşimlerin dizaynı ve gerekli çizimlerin yapılmasıdır. Yapı Crown Zellerbach Corporation ve American Trust Company firmalarına ait bir banka binasıdır. Yapı merkezde yıldız biçimli bir ring ile birbirine bağlanan 20 adet çelik çerçeveden oluşmaktadır. Yapının planda genişliği 21.34 metre, yüksekliği ise 6.14 metredir. Malzeme olarak St 52 kullanılmıştır. Sistem süneklik düzeyi yüksek yapı olarak tasarlanmıştır.

Bu çalışma kapsamında yapı sap2000 V11 bilgisayar statik analiz programı ile üç boyutlu olarak modellenmiştir. Bölgeye bağlı olarak değişen parametrelerin seçiminde yapının İstanbul Maslak bölgesinde olduğu düşünülmüştür. Yapının maruz kalacağı yükler hesaplanırken genel olarak TS 498'den, rüzgar yüklemesi için Kanada Yük Standartından, kar yüklemesi için TS 7046 standardından yararlanılmıştır. Deprem yüklerinin hesaplanmasında davranış spektrumu analiz yöntemi kullanılmıştır. Deprem etkilerinin belirlenmesinde DBYBHY 2007 yönetmeliği referans alınmıştır. Ayrıca yapının taşıyıcı sisteminin özelliğinden dolayı düşey deprem etkilerinin de göz önünde bulundurulmasının uygun olacağı düşünülmüştür. Bu amaçla yapıya genel bir kabul olarak yatay deprem etkilerinin yarısı kadar düşey deprem yükü etkilmiştir. Bunlarla beraber yatay eşdeğer deprem kuvveti yönteminin kullanılması durumunda oluşacak kuvvetlerde hesaplanmıştır. Her iki yöntemle elde edilen toplam taban kesme kuvvetleri karşılaştırılmış DBYBHY 2007 yönetmeliğinde belirtilen hususlar açısından gerekli kontrolleri yapılmıştır. Yapının boyutlandırılmasında ve birleşim hesaplarında TS 648 ve DBYBHY 2007 yönetmeliklerinden yararlanılmıştır. Birleşimler 0.04 radyan görelî kat ötelemesi açısını sağlayacak şekilde tasarlanmıştır.

Tez çalışmasının sonuç ve öneriler bölümünde ise yeni deprem yönetmeliğinin çelik yapılar ile ilgili bölümleri değerlendirilmiştir.

RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS, DESIGN AND PREPARING OF DRAWINGS OF A BANK BUILDING

SUMMARY

This study consists of response spectrum analysis of a steel building having rotational symmetric form, design of its components and connections and preparing of required drawings. The building belongs to Crown Zellerbach Corporation and American Trust Company. It comprises 20 steel frames interconnected by star shape rings. The building has 21.34 m plan width and 6.14 m height. The steel material type is St 52. Load bearing system has been designed as high ductility structure.

In this study, the building was modeled in three dimension by sap2000 V11 Static Analysis Program. The building was considered as located in Istanbul/Maslak region in the selection of parameters that depend on the location. TS498 (Turkish Standard 498) was considered so as to define the load to be exposed while Canadian Load Standard was used for wind loading and TS 7046 (Turkish Standard 7046) was taken into account for snow loads. Response spectrum analysis method given by DBYBHY 2007 (Turkish Seismic Design Code 2007) was used in order to determine earthquake loads. Furthermore, vertical earthquake affect was considered in the analyses due to property of load bearing system. In order to incorporate of this affect, half of lateral earthquake loads was applied to the building by a general approach. Nonetheless, the loads by using equivalent lateral earthquake load method was also calculated. Base shears obtained by two different methods were compared and required inspections indicated in DBYBHY 2007 was performed. TS 648 (Turkish Standard 648) and DBYBHY 2007 was considered for component and connection design of the building. Connections were designed with respect to relative storey drift of 0.04 radian.

In Conclusion and Suggestion section, steel structures part of new Turkish Seismic Design Code 2007 (DBYBHY 2007) was discussed.

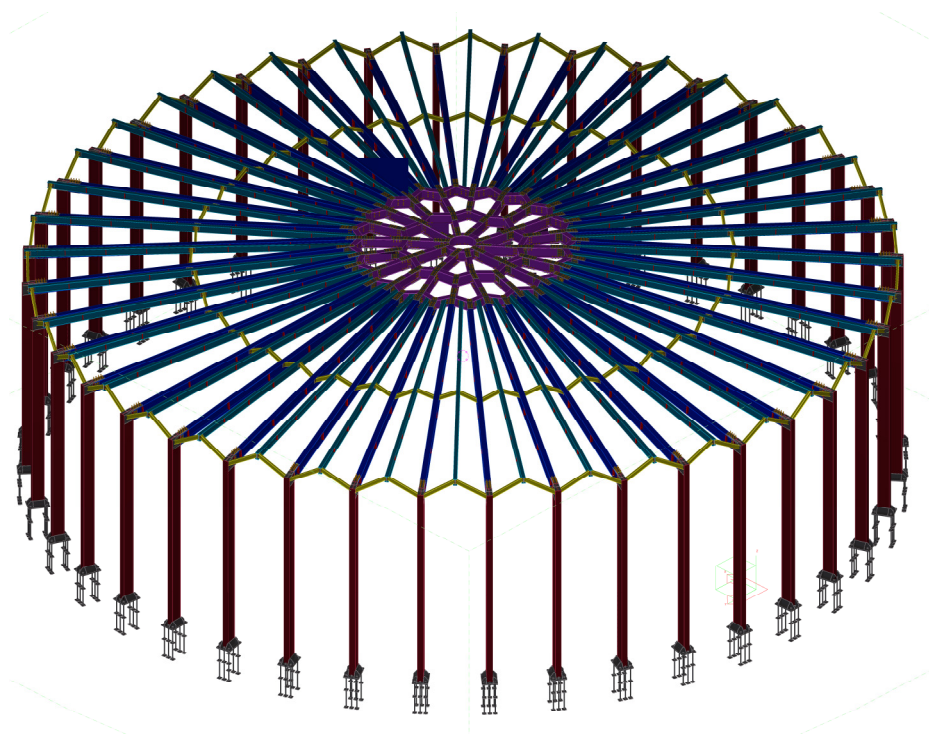
1. GİRİŞ

1.1 Yapı Hakkında Genel Bilgiler

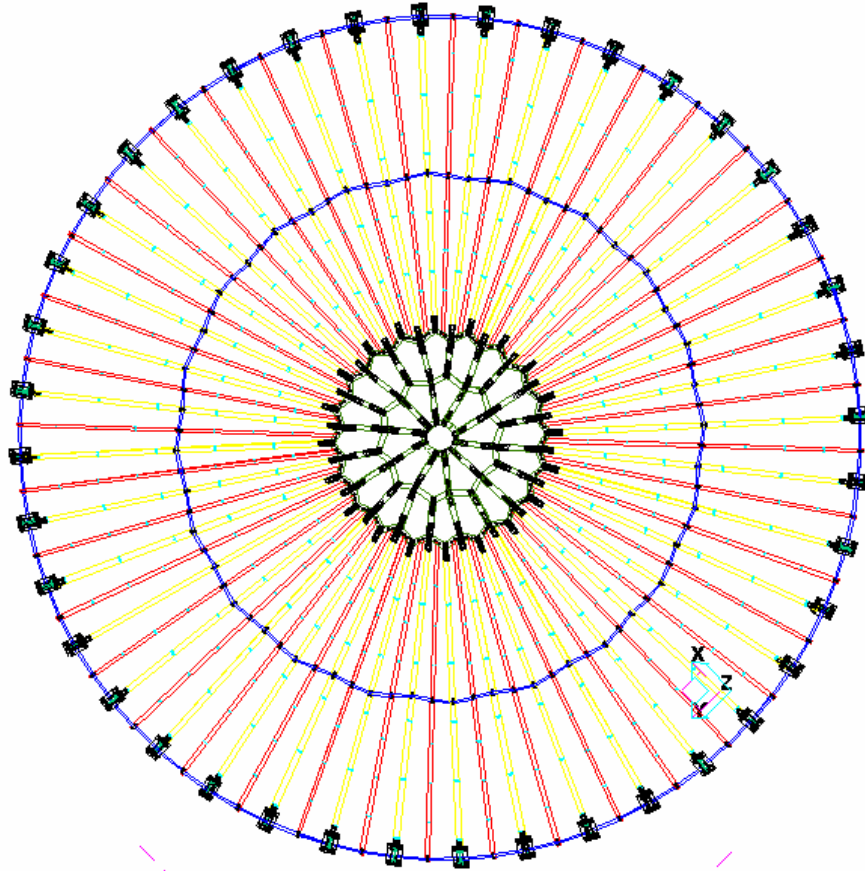
Bu çalışmanın konusu olan yapı Crown Zellerbach Corporation ve American Trust Company firmalarına ait bir banka binasıdır. İmalatı 1959'da gerçekleştirilen banka binası San Francisco'da yer almaktadır. Yapının taşıyıcı sistemi merkezde yıldız biçimli halka elemanlar ile birleşen 20 adet çelik çerçeveden oluşan 21.34 metre çapında 6.14 metre yüksekliğinde bir uzay çerçeve sistemidir.

Şekil 1.1'de üç boyutlu görünüşü verilen yapı çalışma kapsamında sap2000 V11 bilgisayar statik analiz programı ile üç boyutlu olarak modellenmiştir. Bölgeye bağlı olarak değişen parametrelerin seçiminde yapının İstanbul Maslak bölgesinde olduğu düşünülmüştür. Yapının maruz kalacağı yükler hesaplanırken genel olarak TS 498'den, rüzgar yüklemesi için Kanada Yük Standartından, kar yüklemesi için TS 7046 standardından yararlanılmıştır. Deprem yüklerinin hesaplanmasında davranış spektrumu analiz yöntemi kullanılmıştır. Deprem etkilerinin belirlenmesinde DBYBHY 2007 yönetmeliği referans alınmıştır. Ayrıca yapının taşıyıcı sisteminin özelliğinden dolayı düşey deprem etkilerinde göz önünde bulundurulmasının uygun olacağı düşünülmüştür. Bu amaçla yapıya genel bir kabul olarak yatay deprem etkilerinin yarısı kadar düşey deprem yükü etkiltilmiştir. Bunlarla beraber yapıya eğer uygulansa idi oluşacak yatay eşdeğer deprem kuvveti hesaplanmıştır. Her iki yöntemle elde edilen toplam taban kesme kuvvetleri karşılaştırılmış DBYBHY 2007 yönetmeliğinde belirtilen hususlar açısından gerekli kontrolleri yapılmıştır. Şekil 1.2'de plan görünüşü verilen yapının boyutlandırılmasında ve birleşim hesaplarında TS 648 ve DBYBHY 2007 yönetmeliklerinden yararlanılmıştır.

Tez çalışmasının sonuç kısmında ise DBYBHY 2007 yönetmeliğinin çelik yapılar açısından getirdiği yenilikler değerlendirilmiştir.



Şekil 1.1 Yapının Üçboyutlu Genel Görünüşü



Şekil 1.2 Yapının Plan Görünüşü

1.2 Malzeme Özellikleri

Sistemin tasarımına kullanılan yapısal çelik St 52 olup gerekli özellikleri aşağıda verilmiştir:

Elastisite modülü $E = 20618 \text{ kN/cm}^2$

Poisson oranı $\nu = 0.3$

Kayma modülü $G = 7943 \text{ kN/cm}^2$

Lineer ısı katsayısı $\alpha_t = 0.000012$

Akma sınır gerilmeleri, yalnız basınç ve eğilme - basınç emniyet gerilmeleri:

$$\sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{a,em} = 21 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H)}, \quad \sigma_{a,em} = 24 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ)}$$

Çekme ve eğilme emniyet gerilmeleri:

$$\sigma_{a,em} = 24 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H)}, \quad \sigma_{a,em} = 27 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ)}$$

Kayma emniyet gerilmeleri:

$$\sigma_{a,em} = 13.5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H)}, \quad \sigma_{a,em} = 15.5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ)}$$

Kıyaslama emniyet gerilmeleri:

$$\sigma_{v,em} = 27 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H)}, \quad \sigma_{a,em} = 28.8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ)}$$

Birleşimlerde kullanılan bulonlar ISO 10.9 kalitesinde olup karakteristik özellikleri aşağıda verilmiştir:

Çizelge 1.1 SL Tipi Bulonların Özellikleri

SL tipi bulonlar için	
H yükleme	HZ yükleme
$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{sem} = 27 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{lem} = 42 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem} = 47 \text{ kN/cm}^2$
Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ olarak uygulanır ise;	Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ olarak uygulanır ise;
$\sigma_{lem} = 57 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem} = 64 \text{ kN/cm}^2$

Çizelge 1.2 SLP Tipi Bulonların Özellikleri

SLP tipi bulonlar için	
H yüklemesi	HZ yüklemesi
$\tau_{sem} = 28 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{sem} = 32 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{lem} = 48 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem} = 54 \text{ kN/cm}^2$
Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ olarak uygulanır ise;	Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ olarak uygulanır ise;
$\sigma_{lem} = 63 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem} = 717 \text{ kN/cm}^2$

2. YÜK ANALİZLERİ

2.1 Sabit Yükleler

Sabit yükler TS 498 yönetmeliğinde sistemi oluşturan tüm elemanların zati ağırlıklarından dolayı oluşan statik kuvvetler olarak tarif edilmiştir. Bu sistemde çatı kaplaması ve taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların özağırlıkları sabit yükler olarak düşünülmüştür. Sistem elemanlarının ağırlıkları üç boyutlu statik modelde hesaba katıldığı için ayrıca hesaplanmasına gerek duyulmamıştır. Çatı kaplaması özağırlığı ise 0.20 kN/m² olarak göz önünde bulundurulmuştur.

2.2 Kar Yükleme

Kar yükleme için sistemin çatısı iki ayrı bölge olarak incelenmiştir. Buna göre

1. Bölgede çatı basit düz formdadır. 2. Bölgede ise çatı dere şeklindedir. Yapının 1. bölgesi için TS 498'den yararlanılmıştır. 2. Bölge için ise TS 7046 standardı kullanılmıştır.

1. Bölge için;

$$P_{ko} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

P_{ko} : kar yükü değeri

2. Bölge için;

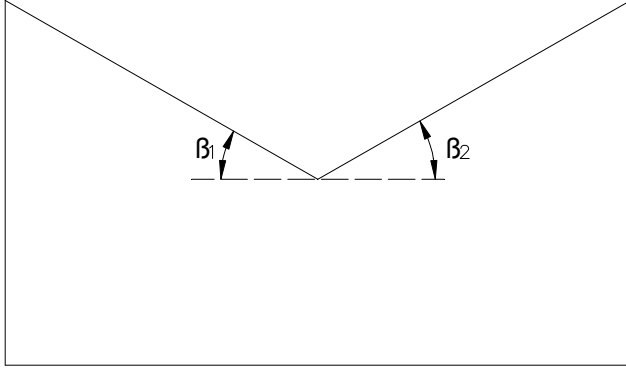
Bu kısımda kullanılacak simgeler TS 7046 standardından alındığı için alışla gelen simgelerden farklılık göstermektedir. 1. Bölge için TS 498 standardındaki simgeler kullanılmıştır.

$$S = \mu S_0 \quad (2.1)$$

S: kar yükü değeri

μ : şekil katsayısı

S_0 : karakteristik kar yükü değeri



Şekil 2.1 Sistem Çatı Şekli

$$\beta = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2} \quad (2.2)$$

$0^\circ < \beta < 30^\circ$ ise;

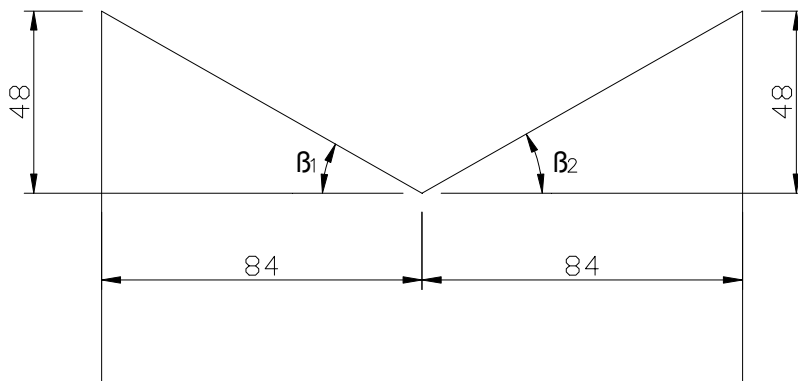
$$\mu_2 = 0.8 \left(\frac{30 + \beta}{30} \right), \quad \mu_1 = 0.8 \quad (2.3)$$

$30^\circ < \beta < 60^\circ$ ise;

$$\mu_1 = 0.8 \left(\frac{60 - \beta}{30} \right), \quad \mu_2 = 1.6 \quad (2.4)$$

$\beta > 60^\circ$ ise;

$$\mu_1 = 0.0, \quad \mu_2 = 1.6$$



Şekil 2.2 Sistem Çatısının ölçüleri

$\tan(\beta_1) = 48/84 = 0.571$ ise, $\beta_1 \approx 29.75 < 30^\circ$

$$\mu_2 = 0.8 \times \left(\frac{30 + 29.75}{30} \right) = 1.6, \quad \mu_1 = 0.8$$

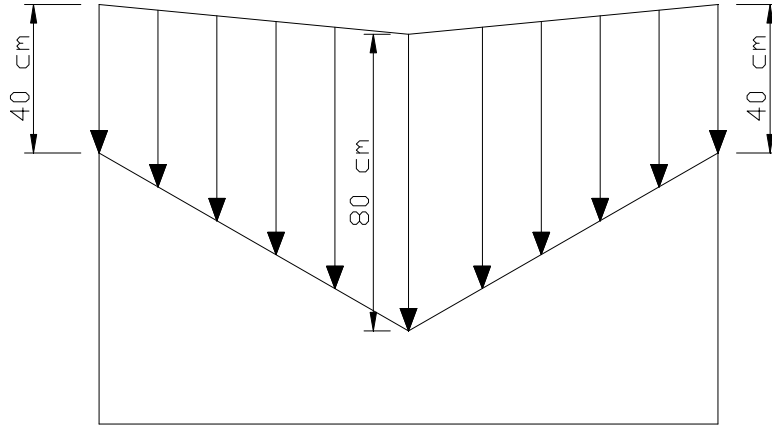
$S_0 = 0.75 \text{ kN/m}^2$ (bu değer 50 cm kar yüksekliğine karşılık gelmektedir.)

Kar yükseklikleri;

$$H_1 = \mu_1 \times 50 = 0.8 \times 50 = 40 \text{ cm}$$

$$H_2 = \mu_2 \times 50 = 1.6 \times 50 = 80 \text{ cm}$$

Çatıdaki kar yükseklikleri aşağıda gösterildiği gibi olacaktır;



Şekil 2.3 Sistem Çatısında Biriken Karın yüksekliği

2.3 Rüzgar Yüklemesi

Yapı silindirik bir forma sahip olduğundan dolayı TS 498 standartında belirtilmiş olan hiçbir yapı grubuna girmemektedir. Bu nedenle yapının rüzgar yükü hesabında Kanada şartnamesinden yararlanılmıştır. Bu hesap yönteminin TS 498 standardında belirtilen yöntemden temel farkı rüzgar hızındaki ani değişimleride bir katsayı ile hesaba dahil etmesidir. Rüzgar yükü hesabı ile ilgili detaylar aşağıda verilmiştir.

$$P_i = C_p \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \quad (2.5)$$

P_i : Rüzgar basıncı

C_p : Dış basınç katsayısı

q : Hız basıncı

C_g : Rüzgar hızı ani değişim faktörü

C_e : Bölge faktörü

$$Q \text{ (kPa)} = C \times V^2 \quad (2.6)$$

C : Atmosfer basıncı ve hava sıcaklığına bağlı bir katsayı

V : Rüzgar hızı

Hız basıncının hesaplanması:

Yapının yerden yüksekliği 5.34 m olup bu yapı için kanada standardında verilen hız değeri 27.4 m/s'dir. Aynı yapı için TS 498 standardında verilen hız değeri 28 m/s'dir. Çok küçük bir fark olmakla beraber hesaplamalarda 27.4 m/s hız değeri kullanılacaktır.

$C = 650 \times 10^{-6}$, kanada standardından alınmıştır.

$$Q = 650 \times 10^{-6} \times 27.40^2 = 0.51 \text{ kPa} = 49.76 \text{ kN/m}^2$$

$Q = 50 \text{ kN/m}^2$ olarak kabul edilmiştir. Aynı zamanda bu değer TS 498 standardında öngörülen değerle aynıdır.

Bölge faktörünün hesaplanması:

$$C_e = 0.40 \left(\frac{Z}{30} \right)^{0.72}, \quad C_e \geq 0.40 \quad (2.7)$$

Z : Yapı yüksekliği

$$C_e = 0.40 \times \left(\frac{5.34}{30} \right)^{0.72} = 0.12 \leq 0.40$$

$C_e = 0.40$ olarak alınmıştır.

Ani hız değişimi faktörünün hesaplanması:

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \quad (2.8)$$

σ : tüm yüklemenin etkisinin standart sapması

μ : tüm yüklemenin etkisinin ortalaması

g_p : tüm yüklemenin etkisinin pik faktörü

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta} \right)} \quad (2.9)$$

K : yapının bulunduğu bölgenin yapısı ile ilgili bir katsayı

C_{eH} : yapı tepesinin dört tarafının açıklığı ile ilgili bir katsayı

B : yapının arkasında oluşacak türbülans katsayısı.

s : boyut azaltma faktörü

F : enerji değişimi oranı

β : kritik sönüm oranı

Yapının Maslak bölgesinde olduğu göz önünde bulundurulduğunda etrafının yüksek yapılarla çevrili olacağı düşünülebilir. Bu durumda Kanada standardında belirtilen C yapı sınıfına girmektedir.

$$K = 0.14$$

C_{eH} değeri yapının yüksekliğine ve bulunduğu bölgenin özelliklerine bağlı olarak Kanada yük şartnamesi tablo B – 1’den okunacaktır. Yapı bölge olarak C sınıfına girmektedir.

$$H = 5.34 \text{ m ,} \quad (\text{yapı yüksekliği})$$

$$C_{eH} = 0.40 \quad (\text{tablo B – 1})$$

B değeri yapının yüksekliğine ve genişlik/yükseklik oranına bağlı olarak Kanada yük şartnamesi tablo B – 2’ den okunacaktır.

$$W = 21.34 \text{ m ,} \quad (\text{yapı genişliği})$$

$$W/H = 21.34/5.34 = 4$$

$$B = 1.18 \quad (\text{tablo B – 2})$$

$$s = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{10n_o W}{V_H}} \right] \quad (2.10)$$

n_o : titreşimin doğal frekansı

V_H : yapının tepesindeki ortalama rüzgar hızı

$$V_H = V \sqrt{C_{eH}} \quad (2.11)$$

$$V_H = 27.4 \times \sqrt{0.4} = 17.33 \text{ m/s}$$

$$n_o = 1.78 \text{ Hz} , \quad (\text{bilgisayar programından alınmıştır.})$$

$$s = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{8 \times 1.78 \times 5.34}{3 \times 17.33}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{10 \times 1.78 \times 21.34}{17.33}} \right] = 0.02$$

$$F = \frac{x_0^2}{(1 + x_0^2)^{4/3}} \quad (2.12)$$

$$x_0 = 1220 \frac{n_o}{V_H} \quad (2.13)$$

$$x_0 = 1220 \times \frac{1.78}{17.33} = 125.31$$

$$F = \frac{125.31^2}{(1 + 125.31^2)^{4/3}} = 0.04$$

Kanada standartında çelik yapılar için verilen kritik sönüm oranı değeri;

$$\beta = 0.01$$

Buna göre $\frac{\sigma}{\mu}$ oranı ;

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{0.14}{0.40} \times \left(1.18 + \frac{0.02 \times 0.04}{0.01} \right)} = 0.66$$

$$g_p = \sqrt{2 \ln vT} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln vT}} \quad (2.14)$$

$$T = 3600 \text{ sn} , \quad (\text{standartta verilen değer})$$

v : ortalama değişim oranı

$$v = n_0 \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \quad (2.15)$$

$$v = 1.78x \sqrt{\frac{0.02x0.04}{0.02x0.04 + 0.01x1.18}} = 0.45 \text{ sn}^{-1}$$

$$g_p = \sqrt{2 \ln(0.45x3600)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(0.45x3600)}} = 3.99$$

$$C_g = 1 + 3.99 \times (0.66) = 3.63$$

Dış basınç katsayısının hesaplanması:

Yapı planda dairesel bir forma sahip olduğundan dolayı dış basınç katsayısı her kolon için ayrı ayrı hesaplanmıştır. C_p değerleri kolon malzeme eksenin yapı sisteminin rüzgar yönüne dik olan simetri eksenini ile yaptığı açıya bağlı olarak belirlenmiştir. Bulunan yük değerleri kolonlara yayılı olarak verilmiştir. Kolona gelen rüzgar kuvvetleri Kanada yük şartnamesi tablo B – 14 , çatının maruz kalacağı rüzgar kuvvetleri ise Kanada yük şartnamesi tablo B – 17 dikkate alınarak hesaplanmıştır.

$$H/W = 5.34/21.34 = 0.25 < 1$$

$$d\sqrt{qC_e} , \quad q \text{ (kPa)} , d \text{ (m)} \quad (2.16)$$

$$d\sqrt{qC_e} = 21.34 \times \sqrt{0.49x0.40} = 9.45 > 0.167$$

Çizelge 2.1 Kolonların Yatay ile Yaptığı Açı

Kolon No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açı	0	9	18	27	36	45	54	63	72	81
C_p	1	0.88	0.66	0.24	-0.22	-0.70	-1.00	-1.28	-1.2	-1.64

Çizelge 2.2 Kolonların Yatay ile Yaptığı Açı

Kolon No	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Açı	90	99	108	117	126	135	144	153	162	171
C_p	-1.70	-1.40	-1.10	-0.80	-0.62	-0.50	-0.44	-0.40	-0.40	-0.40

Ara değerler enterpolasyon yapılarak bulunmuştur.

Kolonlara gelen rüzgar yüklerinin hesaplanması:

$$P_i = C_{p_i} q C_g C_e$$

$$q = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$C_g = 3.63$$

$$C_e = 0.40$$

$$P_1 = 1.00 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = 0.73 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = 0.88 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = 0.64 \text{ kN/m}^2$$

$$P_3 = 0.66 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = 0.48 \text{ kN/m}^2$$

$$P_4 = 0.24 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = 0.17 \text{ kN/m}^2$$

$$P_5 = -0.22 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.1 \text{ kN/m}^2$$

$$P_6 = -0.70 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.51 \text{ kN/m}^2$$

$$P_7 = -1.00 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.73 \text{ kN/m}^2$$

$$P_8 = -1.28 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.93 \text{ kN/m}^2$$

$$P_9 = -1.52 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -1.10 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{10} = -1.64 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -1.19 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{11} = -1.70 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -1.23 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{12} = -1.40 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -1.02 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{13} = -1.10 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{14} = -0.80 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.58 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{15} = -0.62 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.45 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{16} = -0.50 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.36 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{17} = -0.44 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.32 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{18} = -0.40 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.29 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{19} = -0.40 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.29 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{20} = -0.40 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.29 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{21} = -0.40 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 = -0.29 \text{ kN/m}^2$$

Bu yükler kolonlara uzunlukları boyunca yayılı olarak verileceğinden yük değerlerinin her bir kolon için etkili rüzgar genişliği ile çarpılması gerekmektedir.

Kolonlar arası mesafe 1.68 m'dir.

$$P_{1,40} = 0.73 \times 1.68 = 1.22 \text{ kN/m}$$

$$P_{2,39} = 0.64 \times 1.68 = 1.07 \text{ kN/m}$$

$$P_{3,38} = 0.48 \times 1.68 = 0.81 \text{ kN/m}$$

$$P_{4,37} = 0.17 \times 1.68 = 0.29 \text{ kN/m}$$

$$P_{5,36} = -0.16 \times 1.68 = -0.27 \text{ kN/m}$$

$$P_{6,35} = -0.51 \times 1.68 = -0.85 \text{ kN/m}$$

$$P_{7,34} = -0.73 \times 1.68 = -1.22 \text{ kN/m}$$

$$P_{8,33} = -0.93 \times 1.68 = -1.56 \text{ kN/m}$$

$$P_{9,32} = -1.10 \times 1.68 = -1.85 \text{ kN/m}$$

$$P_{10,31} = -1.19 \times 1.68 = -1.99 \text{ kN/m}$$

$$P_{11,30} = -1.23 \times 1.68 = -2.07 \text{ kN/m}$$

$$P_{12,29} = -1.02 \times 1.68 = -1.71 \text{ kN/m}$$

$$P_{13,28} = -0.80 \times 1.68 = -1.34 \text{ kN/m}$$

$$P_{14,27} = -0.58 \times 1.68 = -0.98 \text{ kN/m}$$

$$P_{15,26} = -0.45 \times 1.68 = -0.76 \text{ kN/m}$$

$$P_{16,25} = -0.36 \times 1.68 = -0.61 \text{ kN/m}$$

$$P_{17,24} = -0.32 \times 1.68 = -0.54 \text{ kN/m}$$

$$P_{18,23} = -0.29 \times 1.68 = -0.49 \text{ kN/m}$$

$$P_{19,22} = -0.29 \times 1.68 = -0.49 \text{ kN/m}$$

$$P_{20,21} = -0.29 \times 1.68 = -0.49 \text{ kN/m}$$

Çatıya gelen rüzgar yüklerinin hesaplanması:

$$F = PA \quad (2.17)$$

F: çatının maruz kaldığı toplam yük

P: rüzgar basıncı

A: çatı alanı

$$P = C_p \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$$

$$C_p = -1.00, \quad (\text{tablo B – 17})$$

$$q = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$C_g = 3.63$$

$$C_e = 0.40$$

Çatı alanı çatının şekli dikkate alınarak hesaplanacaktır.

$$A = 3.14 \times 2.75^2 + 3.14 \times (10.67^2 - 2.75^2) \times \frac{1}{\cos(29.75)} = 408.15 \text{ m}^2$$

$$F = -1.00 \times 0.50 \times 3.63 \times 0.40 \times 408.15 = 296.32 \text{ kN}$$

Çatıya gelen toplam rüzgar yükü çatıdaki tüm elemanlara yayılı yük olarak dağıtılacaktır. Yapının üç boyutlu bilgisayar modelinden çatıyı oluşturan elemanların toplam uzunluğu 833 m olarak hesaplanmıştır. Buna göre sistem çatısının maruz kalacağı yayılı yük;

$$P = 296.32 / 833 = 0.36 \text{ kN/m}$$

2.4 Deprem Yükleme

Yapının deprem yüklerinin hesabında mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Yapının deprem karakteristiklerinin ve deprem yüklerinin belirlenmesinde DBYBHY 2007 standardı referans alınmıştır. Ayrıca yapının çereçeve sisteminden dolayı düşey deprem etkilerinin göz önünde bulundurulması gerektiği düşünülmüştür. Düşey yönde deprem etkisi diğer iki yatay doğrultudaki etkilerin %50 olarak alınmıştır. sistemin deprem yükü hesabı ile ilgili detaylar aşağıda verilmiştir.

$$A(T) = A_0 IS(T) \quad (2.18)$$

$A(T)$: spektral ivme katsayısı

I : bina önem katsayısı

A_0 : etkin yer ivmesi katsayısı

$S(T)$: spektrum katsayısı

Bina önem katsayısı, I , DBYBHY 2007 Tablo 2.3'te tanımlanmıştır. Buna göre yapı "4. Diğer binalar" sınıfına girmektedir.

$I = 1$ alınmıştır.

Etkin yer ivmesi, A_0 , DBYBHY 2007 Tablo 2.2'de tanımlanmıştır. Yapı İstanbul maslak bölgesinde olduğundan dolayı 1. deprem bölgesini içerisinde bulunmaktadır.

$A_0 = 0.40$ alınmıştır.

Spektrum katsayısı yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyoduna bağlı bir değerdir.

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

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

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T_B < T) \quad (2.19)$$

T : bina doğal periyodu

T_A, T_B : spektrum karakteristik periyotları

Yerel zemin sınıfı DBYBHY 2007 Tablo 6.2'den Z3 olarak belirlenmiştir. Buna göre spektrum karakteristik periyotları DBYBHY 2007 Tablo 2.4'ten;

$$T_A = 0.15 \text{ sn}, \quad T_B = 0.60 \text{ sn}$$

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal olmayan davranışını göz önüne almak üzere elde edilecek deprem yükleri aşağıda tanımlanan Deprem yükü azaltma katsayısına bölünecektir.

$$R_a(T) = 1.5 + (R-1.5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$R_a(T) = R \quad (T_A < T) \quad (2.20)$$

R_a : deprem yükü azaltma katsayısı

R : taşıyıcı sistem davranış katsayısı

Taşıyıcı sistem elemanları ve birleşimler süneklik düzeyi yüksek sistem davranışını sağlayacak şekilde tasarlanmıştır. taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R , DBYBHY 2007 Tablo 2.5'ten alınmıştır. Bu tabloya göre yapı "(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar" grubuna girmektedir.

$R = 8$ alınmıştır.

Sistem bu veriler ışığında sap 2000 V11 sistem analiz paket programı ile üç boyutlu olarak modellenmiştir. Bu kısımda gerekli bazı kontrollerin yapılabilmesi için gerekli veriler aşağıda verilmiştir.

$$T_1 = 0.56 \text{ sn}$$

$$V_t = 52.5 \text{ kN}$$

T_1 : binanın 1.doğal peryodu

V_r : taban kesme kuvveti

Bu noktada DBYBHY 2007 Bölüm 2.8.5'te belirtilen hükümler gereğince Eşdeğer deprem yükü metodu ile taban kesme kuvveti hesaplanacak ve gerekli olması durumunda taban kesme kuvveti artırılacaktır.

$$H = 5.34 \text{ m} < 40 \text{ m}$$

$$V_r = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (2.21)$$

W : bina ağırlığı

$$W = g + nq \quad (2.22)$$

g : binanın toplam sabit yükü

q : binanın toplam hareketli yükü

n : hareketli yük katılım katsayısı

bilgisayar programı yardımı ile g ve q değerleri belirlenmiştir;

$$g = 392.82 \text{ kN}$$

$$q = 323.62 \text{ kN}$$

hareketli yük katılım katsayısı, n , DBYBHY 2007 Tablo 2.7'den alınmıştır.

$$n = 0.3$$

$$W = 392.82 + 0.3 \times 323.62 = 489.91 \text{ kN}$$

$$T_A = 0.15 < T = 0.56 \text{ sn} < T_B = 0.60$$

$$S(T) = 2.5$$

$$A(T) = 0.4 \times 1 \times 2.5 = 1.00$$

$$V_r = \frac{489.91 \times 1.00}{8} = 61.2 \text{ kN} \geq 0.10 \times 0.4 \times 1 \times 489.91 = 19.60 \text{ kN}$$

$$V_r(\text{Mod birleştirme}) / V_r(\text{Eşdeğer deprem}) = 52.5/61.2 = 0.86 > 0.80$$

Taşıyıcı sistemde A1, B2 ve B3 türü düzensizliklerden hiçbirisi bulunmadığı için bu oran yeterlidir.

Ayrıca mod birleştirme yöntemi için 12 titreşim modu göz önünde bulundurulmuştur. Bu durumda her bir deprem doğrultusu ve her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamı bina toplam kütlelerinin % 100 kadar olmuştur.

3. YÜK KOMBİNASYONLARI

Yapı sistemine etki eden sabit yükler, zati yükler, kar yükleri, rüzgar yükleri, yatay ve düşey deprem yükleri DBYBHY 2007, TS 648 ve İMO-02.R-01'e uygun olarak birleştirilmiştir. Sistemin çatısı rijit bir yapı oluşturmadığından dolayı DBYBHY 2007 madde 2.7.5'e belirtilen yük birleşimleri dikkate alınmamıştır. Ayrıca DBYBHY 2007 madde 4.2.4 uyarınca artırılmış deprem etkilerini göz önünde bulundurmak üzere deprem kuvvetleri büyütme katsayısı ile çarpılmıştır. Yapı sistemi süneklik düzeyi yüksek çerçeve sınıfına girdiğinden dolayı büyütme katsayısı (Ω_0) DBYBHY 2007 tablo 4.2'den 2.5 olarak seçilmiştir. Artırılmış deprem etkileri ile ortaya çıkan iç kuvvetler gerekli görülen yerlerde çelik yapı elemanlarının ve birleşimlerin tasarımında kullanılmıştır. taşıyıcı sisteme uygulanan yük kombinasyonları aşağıda sunulmuştur.

- | | |
|--------------------|------------------------|
| 1. $D + S$ | 11. $D + S/2 + W$ |
| 2. $D + S \pm E_x$ | 12. $D + S \pm 2.5E_x$ |
| 3. $0.9D \pm E_x$ | 13. $0.9D \pm 2.5E_x$ |
| 4. $D + S \pm E_y$ | 14. $D + S \pm 2.5E_y$ |
| 5. $0.9D \pm E_y$ | 15. $0.9D \pm 2.5E_y$ |
| 6. $D + S \pm E_z$ | 16. $D + S \pm 2.5E_z$ |
| 7. $0.9D \pm E_z$ | 17. $0.9D \pm 2.5E_z$ |
| 8. $D + S + W$ | |
| 9. $0.9D + W$ | |
| 10. $D + S + W/2$ | |

4. DÜZENSİZLİK KONTROLLERİ

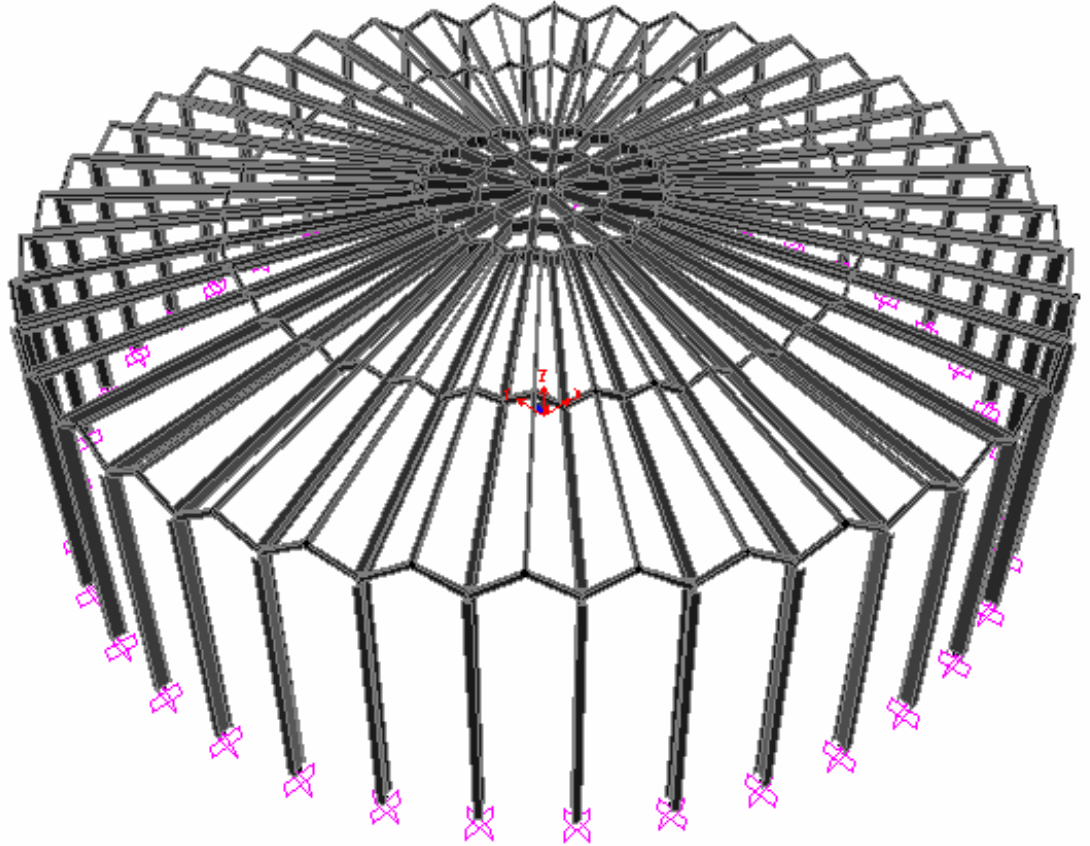
Taşıyıcı sistemin düzensizlik kontrolleri DBYBHY 2007 Bölüm 2.3'te belirtilen hususlar ışığında yapılmıştır. Buna göre yapıda A1-burulma düzensizliği, A3-planda çıkıntılar bulunması, B1-komşu katlar arası dayanım düzensizliği, B2-komşu katlar arası rijitlik düzensizliği ve B3- taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği düzensizlikleri mevcut değildir. Buna karşılık taşıyıcı sistemin çatısı rijit diyafram davranışı göstermediğinden dolayı A2-döşeme süreksizliği düzensizliği mevcuttur. DBYBHY 2007 Bölüm 2.3.2.2 gereğince çerçeve sisteminin deprem yüklerini güvenle aktardığı hesap ile gösterilecektir.

5. SİSTEM ANALİZİ

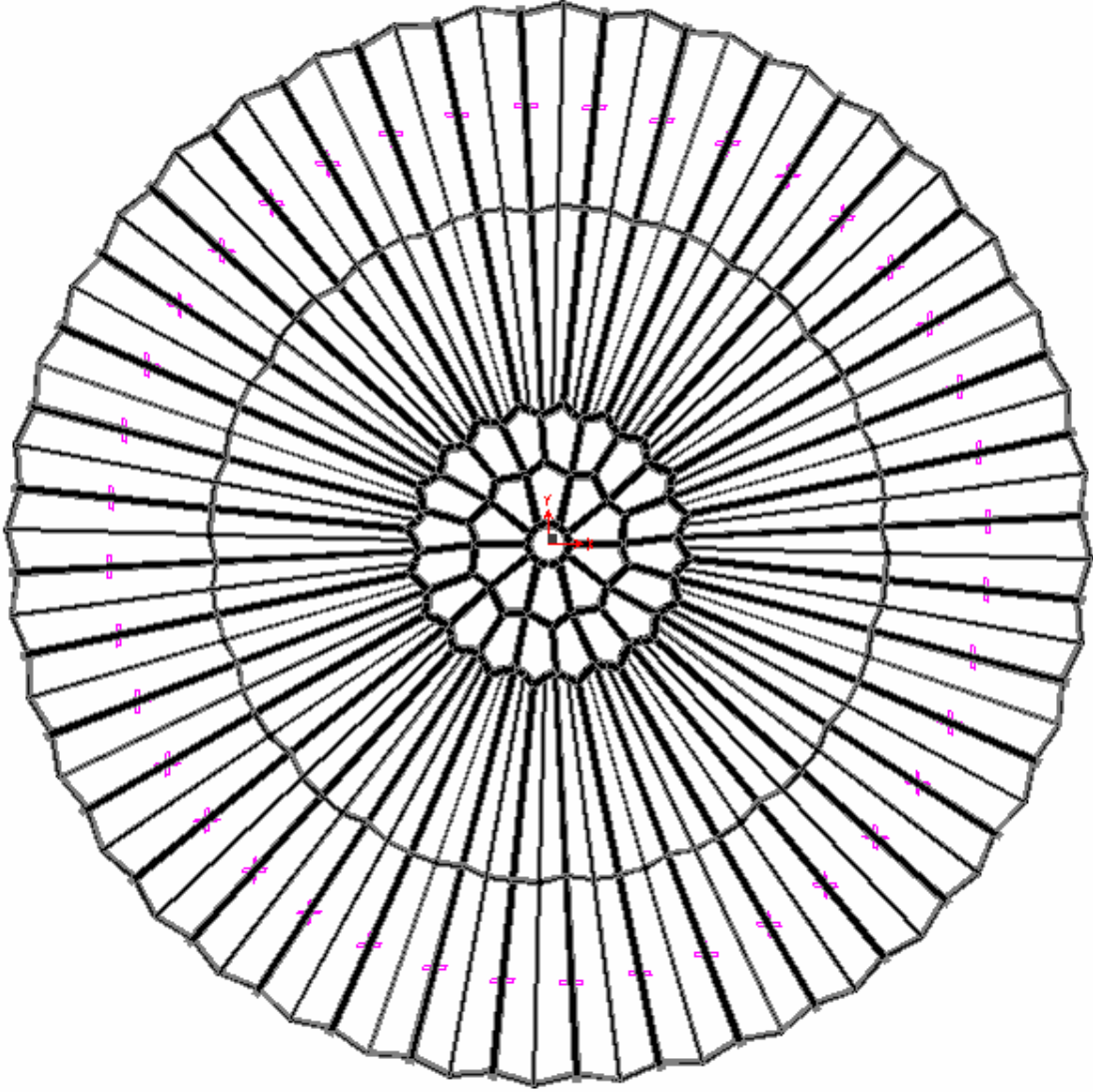
Taşıyıcı sistem üç boyutlu olarak modellenmiştir. Kolon kiriş birleşimleri moment aktaracak şekilde tasarlanmıştır. Sistem analizi sap2000 bilgisayar paket programından yararlanılarak yapılmıştır. Bu başlık altında sisteme ait genel görünüşler, yapılan yüklemeler ve sistem ile ilgili genel kontroller yapılmıştır.

5.1 Sistemin Genel Görünüşleri

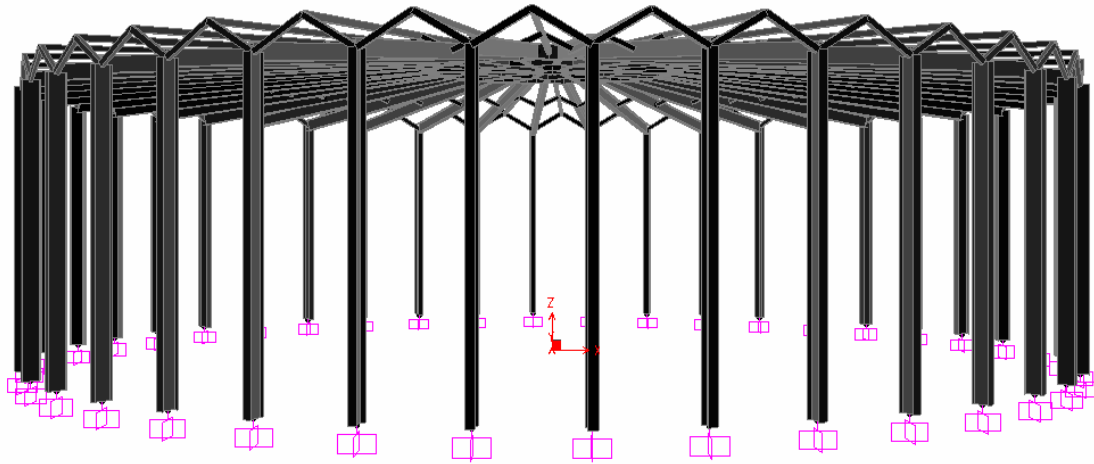
Taşıyıcı sisteme ait üçboyutlu görünüş, plan görünüşü ve yan görünüş aşağıda gösterilmiştir.



Şekil 5.1 Yapı Üçboyutlu Statik Modeli



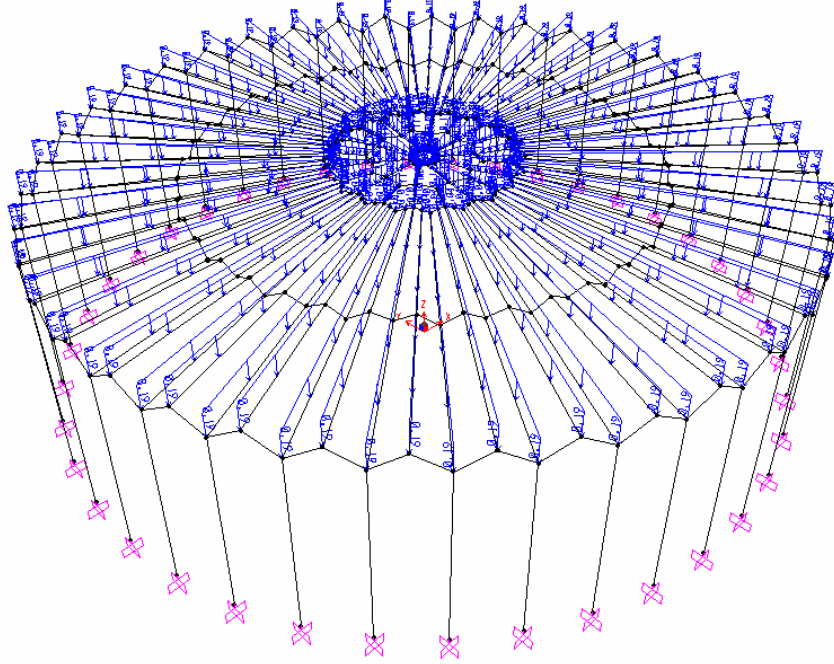
Şekil 5.2 Yapı Statik Modeli Plan Görünüşü



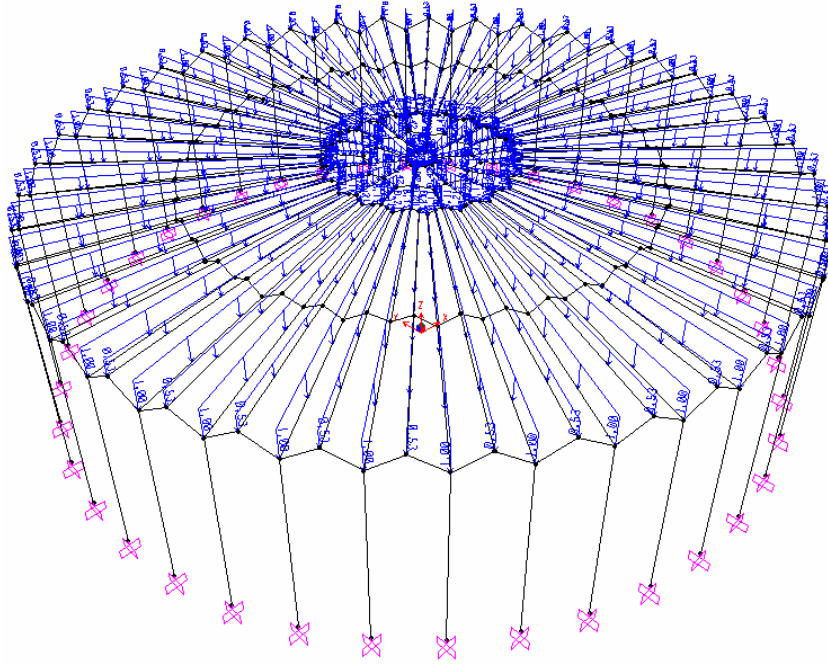
Şekil 5.3 Yapı Statik Modeli Kesit Görünüşü

5.2 Yapı Sistemine Yapılan Yüklemler

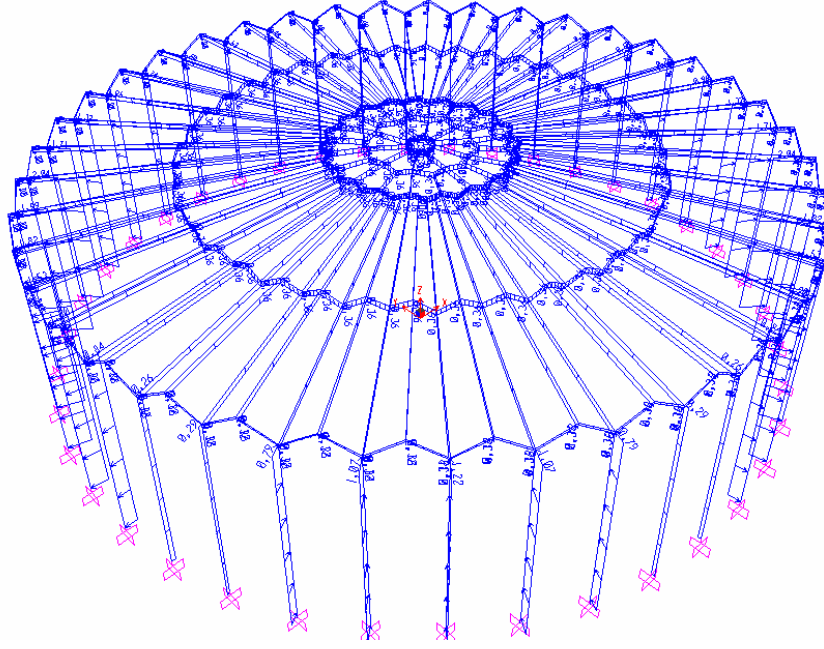
Taşıyıcı sisteme yapılan yüklemeler zati yükler, kar yükleri ve rüzgar yüklerinden oluşmaktadır. Deprem yükleri tasarım ivme spektrumu kullanılarak verilmiştir.



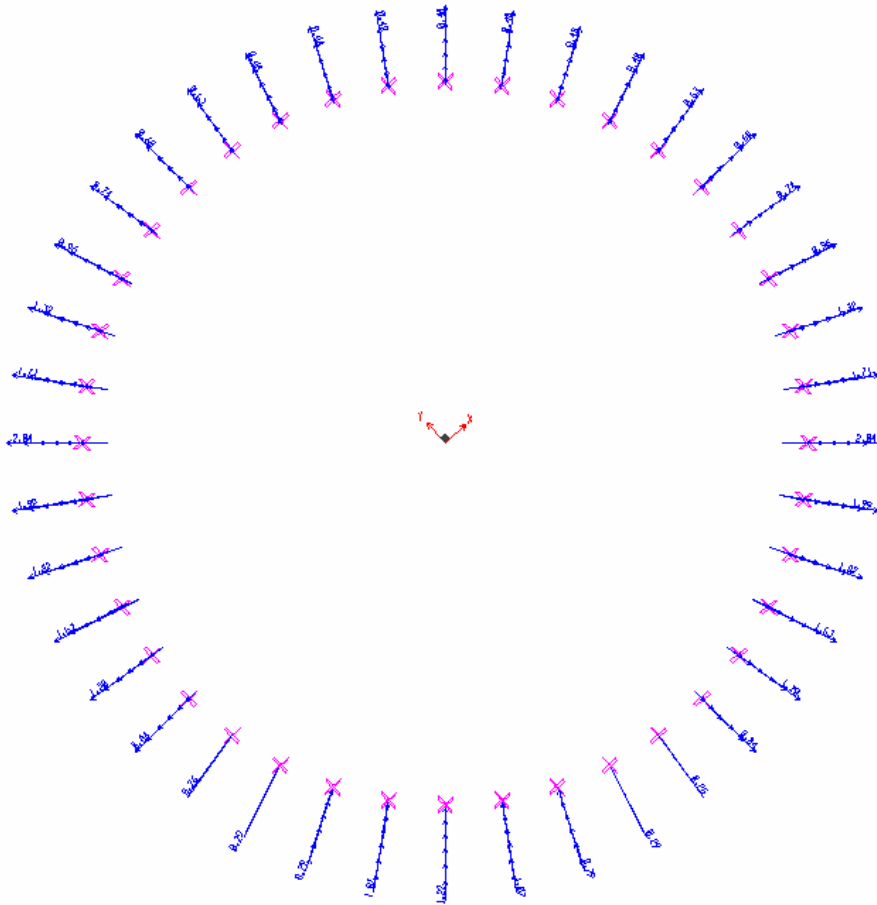
Şekil 5.4 Zati Yükleme



Şekil 5.5 Kar Yükleme



Şekil 5.6 Rüzgar Yükleme üç boyutlu görünüşü



Şekil 5.7 Rüzgar Yükleme plan görünüşü

5.3 Yatay Yerdeşistirmelerin Kontrolü

DBYBHY 2007 Bölüm 2.10.1 uyarınca yatay yerdeğıştirmelerin kontrolü yapılmıştır. Herhangi bir kolon için ardışık iki kat arasındaki yerdeğıştirme farkını ifade eden azaltılmış görelı kat ötelemesi, Δ_i , Denklem (5.3.1) ile hesaplanmıştır.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (5.1)$$

Δ_i : azaltılmış görelı kat ötelemesi

d_i : binanın i'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğıştirme

d_{i-1} : binanın i-1'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğıştirme

yapı tek katlı olduğu için $d_{i-1} = 0$ olarak alınmıştır. Yapı analizi sonuçlarından maksimum deplasmanı yapan çerçeve belirlenmiştir. Buna göre maksimum yatay deplasman 0.89 cm olarak D + S - E_y kombinasyonunda gerçekteşmiştir.

$$\Delta_i = 0.89 - 0.00 = 0.89 \text{ cm}$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolon için etkin görelı kat ötelemesi, δ_i , Denklem (5.3.2) ile elde edilmiştir.

$$\delta_i = R \Delta_i \quad (5.2)$$

δ_i : etkin görelı kat ötelemesi

R : yapı davranış katsayısı

$$\delta_i = 8 \times 0.89 = 7.12 \text{ cm}$$

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \text{ olmalı} \quad (5.3)$$

h_i : kat yüksekliği

$$\frac{7.12}{534} = 0.013 \leq 0.02$$

DBYBHY 2007 Bölüm 2.10.1.3'te belirtilen kriterler sağlandığından dolayı yapının rijitliğinde herhangi bir sorun yoktur.

5.4 İkinci Mertebe Etkileri

Yapı sistemi doğrusal olmayan davranışı esas alan daha kesin bir hesap yöntemi ile incelenmediğinden ikinci mertebe etkileri açısından irdelenmesi gerekmektedir. DBYBHY 2007 Bölüm 2.10.2'de belirtilen yöntem ile ikinci mertebe etkileri aşağıdaki şekilde göz önünde bulundurulmuştur.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=1}^N w_j}{V_i h_i} \quad (5.4)$$

θ_i : i'inci katta tanımlanan ikinci mertebe görsterge değeri

Δ_i : azaltılmış görelî kat ötelemesi

w_j : binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

V_i : göz önüne alınana deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti

h_i : binanın i'inci katının kat yüksekliği

$\Delta_i = 0.89$ cm, bu değer denklem (5.3.1)'den alınmıştır.

$w_j = 489.91$ kN, bu değer denklem (2.4.5)'ten alınmıştır.

$V_i = 52.50$ kN, bilgisayar analiz programından alınmıştır.

$h_i = 534$ cm

$$\theta_i = \frac{0.89 \times 489.91}{52.50 \times 534} = 0.016 < 0.12$$

Denklem (5.4.1) yardımı ile yapılan hesaptan görüldüğü gibi yapı sistemi DBYBHY 2007 Bölüm 2.10.2'de istenen kriterleri sağlamaktadır. Dolayısı ile yapının rijitiği yeterli görülmüştür ve yapının yürürlükteki çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirmesinin yapılması yeterli olacaktır.

6. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında DBYBHY 2007 ve TS648 standartları esas alınmıştır. Bu standartlara göre kar ve rüzgar yüklemelerinden doğan iç kuvvetlere göre hesap yapıldığında izin verilen emniyet gerilmeleri en fazla %15, deprem yüklemesinde ise en fazla % 33 artırılmıştır. Çelik yapı elemanlarının gerekli kapasitelerinin hesabında σ_a akma gerilmesi yerine $D_a \sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi değeri kullanılmıştır. D_a artırma katsayısı yapı çeliği sınıfı ve eleman türüne bağlı olarak DBYBHY 2007 tablo 4.1'den 1.1 olarak alınmıştır.gerekli hallerde kullanılmak üzere yapı elemanları iç kuvvet kapasiteleri aşağıda tanımlanmıştır.

$$\text{Eğilme momenti kapasitesi} : M_p = W_p \sigma_a \quad (6.1)$$

$$\text{Kesme kuvveti kapasitesi} : V_p = 0.60 \sigma_a A_k \quad (6.2)$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi} : N_{bp} = 1.7 \sigma_{bem} A \quad (6.3)$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi} : N_{\zeta p} = \sigma_a A_{net} \quad (6.4)$$

W_p : plastik mukavemet momenti

σ_a : yapı çeliğinin akma gerilmesi

A_k : kesme alanı

σ_{bem} : eleman narinliğine bağlı olarak, TS 648'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi

A : enkesit alanı

A_{net} : net enkesit alanı

6.1 Kolon Dizaynı

Kolon enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 13. D+S-E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -1613.20 \text{ kgf} ,$$

$$M_x = 4.166 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = -0.078 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 30.59 \text{ kgf}$$

$$V_y = 114.21 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri(IPE 300);

$$h = 300 \text{ mm} ,$$

$$b = 150 \text{ mm} ,$$

$$t_w = 7.10 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.7 \text{ mm} ,$$

$$A = 53.81 \text{ cm}^2 ,$$

$$I_x = 8356 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 603.80 \text{ cm}^4 ,$$

$$W_x = 557.10 \text{ cm}^3 ,$$

$$W_y = 80.50 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 12.46 \text{ cm} ,$$

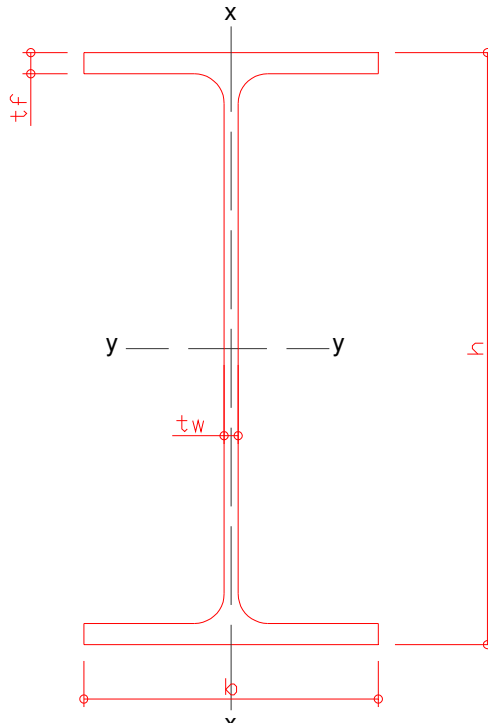
$$i_y = 3.35 \text{ cm} ,$$

$$W_{x,pl} = 628.40 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 125.20 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_x = 314.20 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_y = 62.60 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.1 Kolon Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (6.5)$$

b : başlık genişliği

t : başlık kalınlığı

E_s : yapı çeliği elastisite modülü

σ_a : yapı çeliğinin akma gerilmesi

$$15 / (2 \times 1.07) = 7.01 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10 \quad (6.6)$$

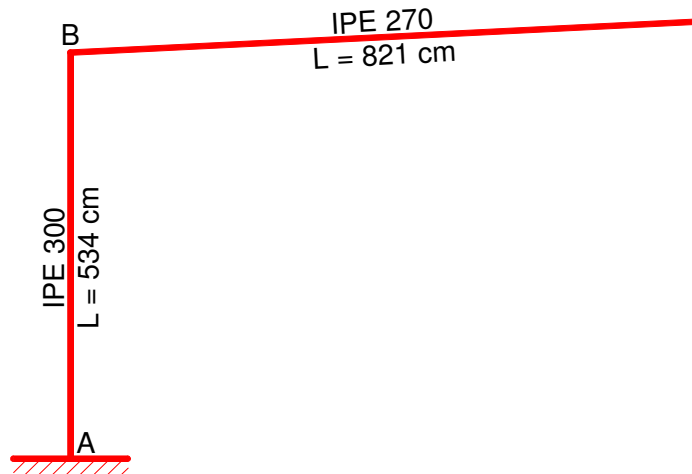
$$|-1613.20| / |3600 \times 53.81| = 0.008 \leq 0.10$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \quad (6.7)$$

$$\frac{30}{0.71} = 42.25 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.08|) = 66.78$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Burkulma boyu hesabı;



Şekil 6.2 Kolon Kuvvetli Eksenî İçin Burkulma Boyu Parametreleri

$$G = \frac{\sum I_c / S_c}{\sum I_g / S_g} \quad (6.8)$$

G : Burkulma boyu hesabında kullanılan katsayı

I_c : göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kolonların atalet momenti (cm^4)

I_g : göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kirişlerin atalet momenti (cm^4)

S_c : göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kolonların boyu (cm)

S_g : göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kirişlerin boyu (cm)

Kolon temele rijit olarak bağlı olduğundan dolayı $G_A = 1$ alınmıştır.

$$G_B = \frac{8356/534}{5790/821} = 2.22$$

Sistem x – x yönünde yanal ötelemesi önlenmemiş, y – y yönünde ise yanal ötelenmesi önlenmiş sistem olarak tasarlanmıştır. Buna göre TS 648 çizelge – 5 ‘ten $K_x = 1.49$ olarak okunmuştur. Bu hesap kolon ve kirişlerin arasındaki açının 90 derece olduğu kabulüne göre yapılmıştır. Ancak sistemin kolon kirişleri arasındaki açı yaklaşık 95 derecedir. Bunun için ayrıca burkulma analizi yapılarak yeni bir K değeri daha hesaplanacaktır. Bulunan iki değerden büyük olanı hesaplarda dikkate alınacaktır.

Burkulma analizi sonucu elde edilen kritik burkulma yükü;

$$P = 33.61 \times 957.40 = 32178.21 \text{ kg}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (6.9)$$

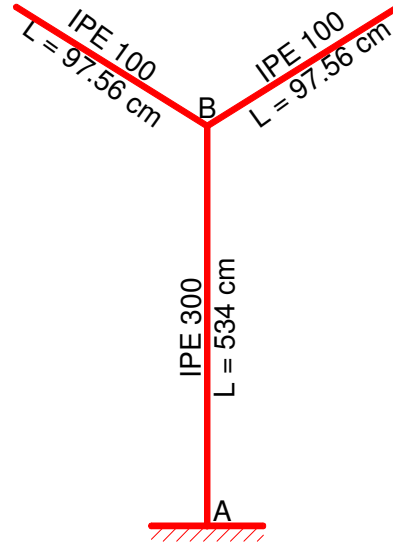
$$\frac{32178.21}{53.81} = \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^5}{\lambda^2}$$

$$\lambda = 186$$

$$\lambda = \frac{K_x \ell}{i_x} \quad (6.10)$$

$$186 = \frac{K_x 821 \times 2}{12.46}$$

$$K_x = 1.41$$



Şekil 6.3 Kolon Zayıf Eksen İçin Burkulma Boyu Parametreleri

Kolon temele rijit olarak bağlı olduğundan dolayı $G_A = 1$ alınmıştır.

$$G_B = \frac{603.8/534}{2 \times (317/97.56)} = 0.17$$

TS 648 çizelge – 4 ‘ten $K_y = 0.66$ olarak okunmuştur.

$$l_k = K \times l \quad (6.11)$$

l_k : elemanın burkulma boyu

K : burkulma boyu çarpanı

l : elemanın uzunluğu

$$l_{kx} = 1.49 \times 5.34 = 7.96 \text{ m}$$

$$l_{ky} = 0.66 \times 5.34 = 3.52 \text{ m}$$

Gerilme kontrolü;

$$\lambda = l_k / i \quad (6.12)$$

λ : narinlik modülü

i : atalet yarıçapı

$$\lambda_x = 796/12.46 = 63.88$$

$$\lambda_y = 352/3.35 = 105.08$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}} \quad (6.13)$$

λ_p : plastik narinlik sınırı

E : elastisite modülü

σ_a : çeliğin akma sınırı

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$20 < \lambda = 105.08 < \lambda_p = 107.25$ olduğundan emniyet katsayısı, n aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 \quad (6.14)$$

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{105.08}{107.25} \right) - 0.2 \times \left(\frac{105.08}{107.25} \right)^3 = 2.49$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right) \sigma_a}{n} \quad (6.15)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{105.08}{107.25}\right)^2\right) \times 3600}{2.49} = 751.85 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} \quad (6.16)$$

σ_{eb} : yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme

N : çubukta meydana gelen en büyük basınç kuvveti

A : çubuğun enkesit alanı

$$\sigma_{eb} = \frac{1613}{53.81} = 29.98 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{29.98}{751.85} = 0.04 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.1.11)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33 \quad (6.17)$$

σ_{bx} : x-x yönünde yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi

σ_{Bx} : x-x yönünde yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilebilecek basınç emniyet gerilmesi

σ_{by} : y-y yönünde yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi

σ_{By} : y-y yönünde yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilebilecek basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)} \quad (6.18)$$

C_b : bir katsayı. **Denklem (6.19)** ile hesaplanır.

s : çubuğun basınç başlığında dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetleri arasındaki mesafe (cm)

d : başlıklar arası dıştan dışa mesafe (cm)

F_b : basınç başlığının enkesit alanı (cm²)

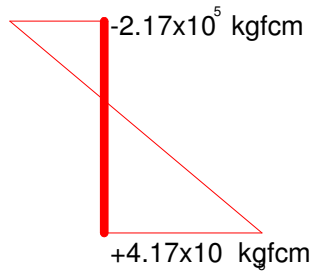
σ_a : basınç başlığının akma gerilmesi (kgf /cm²)

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (6.19)$$

M_1 : çubuğun yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin küçüğü

M_2 : çubuğun yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin büyüğü

Momentlerin oranı M_1 / M_2 , eğer M_1 ve M_2 aynı işarete sahipse (iki yönlü eğilme) pozitif, ayrı yönlü işarete sahipse (tek yönlü eğilme) negatiftir. Yanal mesnetler arasında herhangi bir noktadaki moment uç momentlerinden fazla ise $C_b = 1$ olarak alınır.



Şekil 6.4 Kolon Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

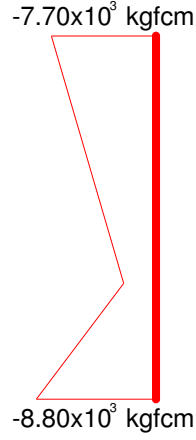
$$\frac{M_1}{M_2} = + \frac{2.17 \times 10^5}{4.17 \times 10^5} = 0.52$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (0.52) + 0.3 \times (0.52)^2 = 2.38 \geq 2.3$$

$C_{bx} = 2.3$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 2.3}{534 \times 30 / 53.81} = 6490 \text{ kgf /cm}^2 \geq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.5 Kolon Zayıf EksenMoment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = - \frac{7.70 \times 10^3}{8.80 \times 10^3} = -0.88$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times (-0.88) + 0.3 \times (-0.88)^2 = 1.06 \leq 2.3$$

$C_{by} = 1.06$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.06}{534 \times 30 / 53.81} = 2990 \text{ kgf /cm}^2 \geq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{By} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W} \quad (6.20)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{4.166 \times 10^5}{557.1} = 747.80 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{0.078 \times 10^5}{80.5} = 96.89 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{29.98}{751.85} + \frac{747.80}{2160} + \frac{96.89}{2160} = 0.43 \leq 1.33$$

Artırılmış deprem yüklerine göre kontrol:

Artırılmış deprem yüklemelerinde en büyük normal kuvvet 16. D + S +2.5E_z kombinasyonunda meydana gelmiştir. Bu kısımda momentler dikkate alınmadan yalnızca normal kuvvet etkisi göz önünde bulundurulmuştur.

$$N_{\max} = 1911 \text{ kgf}$$

$$N_{bp} = 1.7 \sigma_{bem} A = 1.7 \times 751.86 \times 53.81 = 68876.98 \text{ kgf} > 1911 \text{ kgf}$$

$$N_{\zeta p} = \sigma_a A_{net} = 3600 \times 53.81 = 193716.00 \text{ kgf} > 1911 \text{ kgf}$$

Kayma gerilmesi kontrolü;

$$\tau = \frac{VxS_x}{Ix t_w} \quad (6.21)$$

τ : kesitte oluşan kayma gerilmesi

V : kesitin maruz kaldığı kesme kuvveti

S_x : kesitin x – x yönünde statik momenti

I : kesitin atalet momenti

t_w : kesitin gövde et kalınlığı

$$\tau = \frac{1142.101 \times 62.60}{603.8 \times 0.71} = 166.78 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü;

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 0.75 \text{ cm}$$

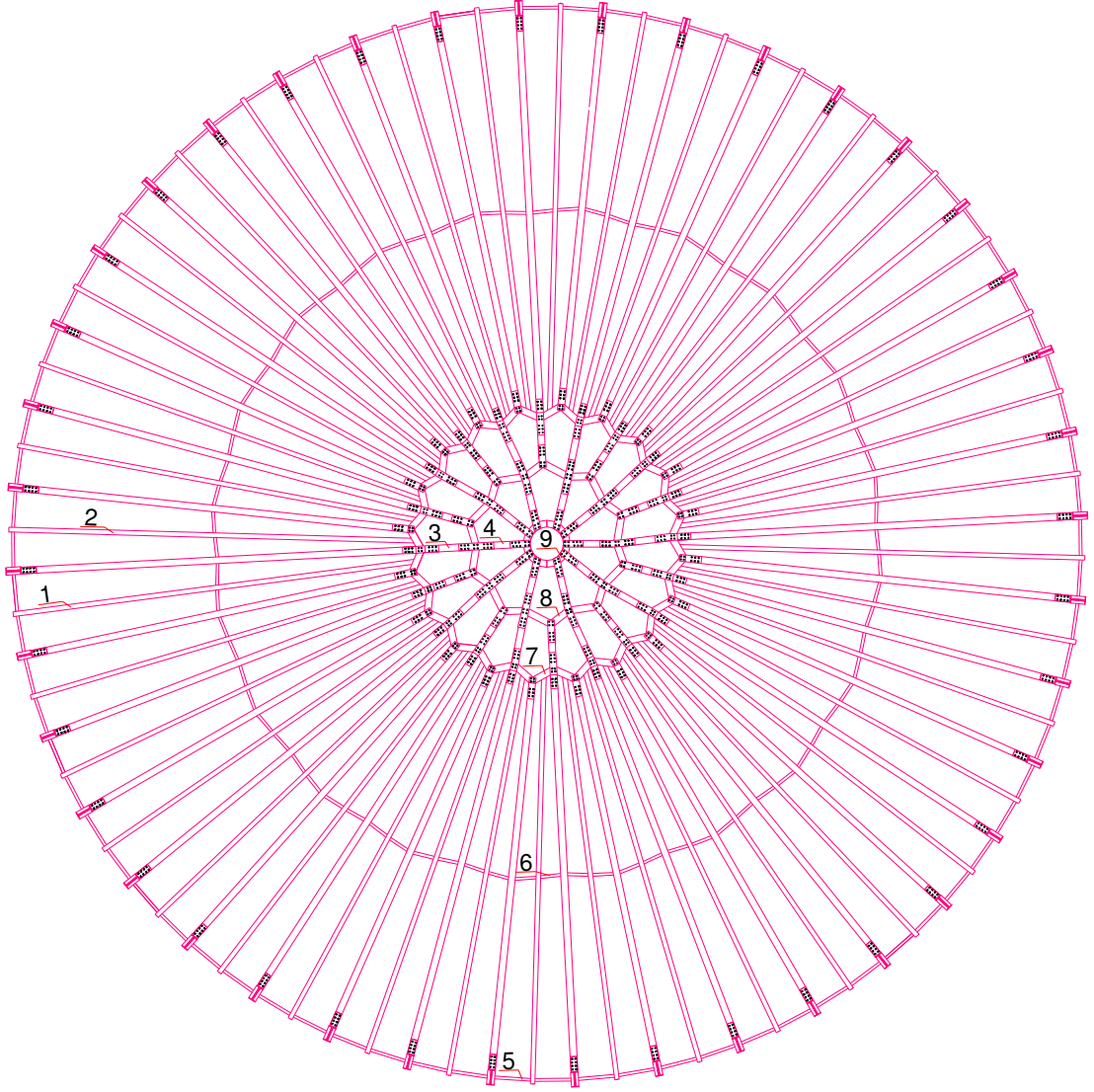
$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{0.75}{534} = \frac{1}{712}$$

$f_{\max}$: elemanın ucundaki en büyük yerdeğiştirme

L : elemanın uzunluğu

6.2 Kiriş Dizaynı

Kirişler gruplar halinde göz önünde bulundurulmuştur. Her bir grubun içinde en elverişsiz durumda bulunan elemana göre dizayn yapılmıştır.



Şekil 6.6 Boyutlandırmaya Esas Olacak Kirişlerin Numaraları

1 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 13. D+S-E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -1729.46 \text{ kgf} ,$$

$$M_x = -4.19 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

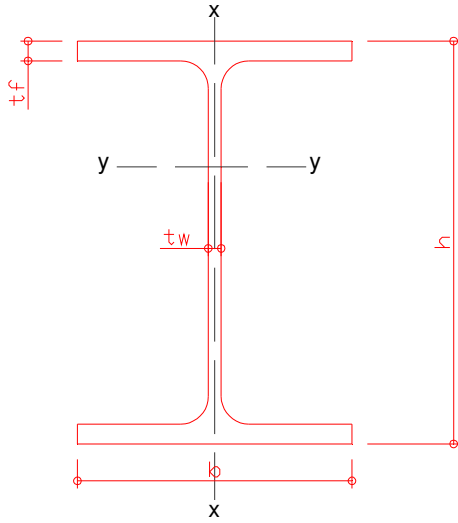
$$M_y = -16.04 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 1270.07 \text{ kgf}$$

$$V_y = -0.173 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri(IPE 270);

$$\begin{aligned}
 h &= 270 \text{ mm} , & b &= 135 \text{ mm} , & t_w &= 6.60 \text{ mm} \\
 t_f &= 10.2 \text{ mm} , & A &= 45.95 \text{ cm}^2 , & I_x &= 5790 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 420 \text{ cm}^4 , & W_x &= 428.90 \text{ cm}^3 , & W_y &= 62.20 \text{ cm}^3 \\
 i_x &= 11.23 \text{ cm} , & i_y &= 3.02 \text{ cm} , & W_{x,pl} &= 484 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 96.95 \text{ cm}^3 , & S_x &= 242 \text{ cm}^3 , & S_y &= 48.48 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$



Şekil 6.7 1 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

b : başlık genişliği

t : başlık kalınlığı

E_s : yapı çeliği elastisite modülü

σ_a : yapı çeliğinin akma gerilmesi

$$13.50 / (2 \times 1.02) = 6.62 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|-1729.46| / |3600 \times 45.95| = 0.010 \leq 0.10$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{27}{0.66} = 40.91 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.010|) = 75.97$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te sünelik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi:

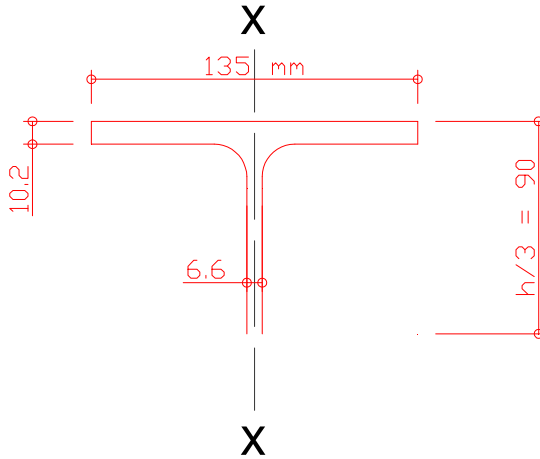
$$\ell_b \leq 0.086 x \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (6.22)$$

ℓ_b : kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık.

r_y : kiriş başlığının ve gövdenin basınç gerilmeleri etkisindeki bölümünün 1/3'ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı

E_s : yapı çeliği elastisite modülü

σ_a : yapı çeliğinin akma gerilmesi



Şekil 6.8 1 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$I = \frac{axb^3}{12} \quad (6.23)$$

I : kesitin atalet momenti

a : dikdörtgen şeklin eksene paralel kenar uzunluğu

b : dikdörtgen şeklin eksene dik kenar uzunluğu

$$\sum I_x = \frac{1.02 \times 13.50^3}{12} + \frac{(9 - 1.02) \times 0.66^3}{12} = 209.32 \text{ cm}^4$$

$$A = a \times b \quad (6.24)$$

A : kesitin toplam alanı

a, b : kesitin birbirine dik kenar uzunlukları

$$\sum A = 13.5 \times 1.02 + 0.66 \times (9 - 1.02) = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum A}} \quad (6.25)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{209.32}{19.04}} = 3.32 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086 \times \frac{3.32 \times 21 \times 10^5}{3600} = 166.55 \text{ cm}$$

$\ell_b = 150 \text{ cm}$ olarak dizayn edilecektir.

Gerilme kontrolü:

$$\lambda = \ell_k / i$$

$$\lambda_x = 821 / 11.23 = 73$$

$$\lambda_y = (821/2) / 3.02 = 136$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$\lambda = 136 > \lambda_p = 107.25$ olduğundan basınç emniyet gerilmesi aşağıdaki şekilde hesaplanır;

$$\sigma_{bem} = \frac{2}{5} \times \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (6.26)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{2}{5} \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^5}{136^2} = 447.78 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{1729.46}{45.95} = 37.64 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{37.64}{447.78} = 0.08 < 0.15$$

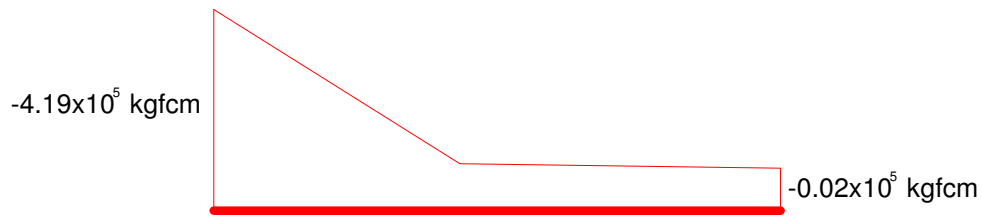
Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterli olacaktır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

x -x yönü için;



Şekil 6.9 1 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

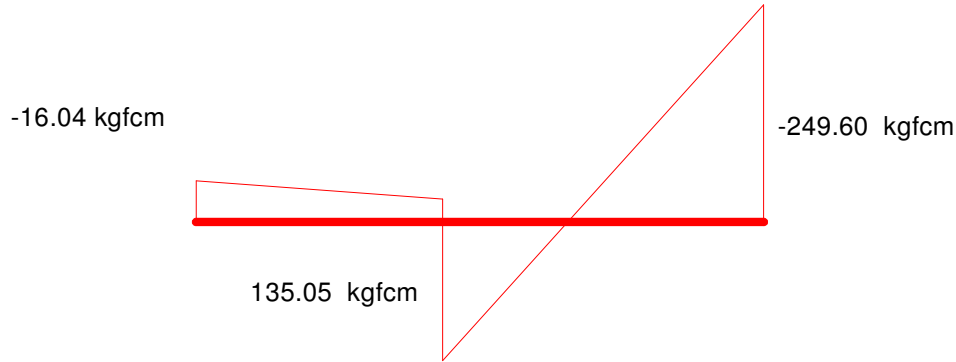
$$\frac{M_1}{M_2} = - \frac{0.02 \times 10^5}{4.19 \times 10^5} = -0.005$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (0.005) + 0.3 \times (0.005)^2 = 1.75 \leq 2.3$$

C_{bx} = 1.75 olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.75}{821 \times 27 / 45.95} = 3047 \text{ kgf /cm}^2 \geq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.10 1 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

135.05 > 16.04 olduğundan $C_{by} = 1.00$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.00}{821 \times 27 / 45.95} = 1741.24 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{By} = 1741.24 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{4.19 \times 10^5}{428.90} = 976.92 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{16.04}{62.20} = 0.26 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{37.64}{447.78} + \frac{976.92}{2130} + \frac{0.26}{1741.24} = 0.54 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü;

$$\tau = \frac{V_x S_x}{I_x t_w}$$

$$\tau = \frac{1270.07 \times 242}{5790 \times 0.66} = 80.43 \text{ kgf /cm}^2 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü;

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 5.46 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{5.46}{2134} = \frac{1}{390}$$

2 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 13. D+S-E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -96.27 \text{ kgf ,}$$

$$M_x = 30827.79 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = 103.10 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 157.12 \text{ kgf}$$

$$V_y = -0.18 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri(IPE 180);;

$$h = 180 \text{ mm ,}$$

$$b = 91 \text{ mm ,}$$

$$t_w = 5.30 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.0 \text{ mm ,}$$

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

$$I_x = 1317 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 100.90 \text{ cm}^4 ,$$

$$W_x = 146.30 \text{ cm}^3 ,$$

$$W_y = 22.16 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 7.42 \text{ cm ,}$$

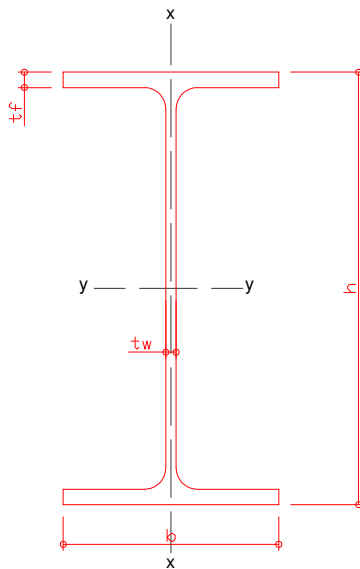
$$i_y = 2.05 \text{ cm ,}$$

$$W_{x,pl} = 166.4 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 34.60 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_x = 83.2 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_y = 17.30 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.11 2 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$9.10 / (2 \times 0.80) = 5.69 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|-96.27| / |3600 \times 23.95| = 0.001 \leq 0.10$$

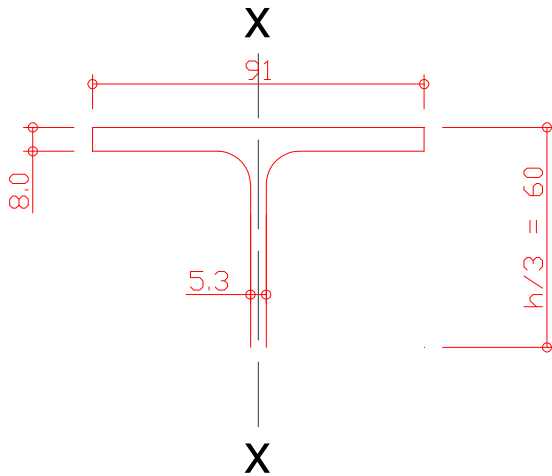
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{18}{0.53} = 33.96 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.001|) = 77.16$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi;

$$\ell_b \leq 0.086 x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.12 2 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$I = \frac{axb^3}{12}$$

$$\sum I_x = \frac{0.80 \times 9.10^3}{12} + \frac{(6 - 0.80) \times 0.53^3}{12} = 50.30 \text{ cm}^4$$

$$A = a \times b$$

$$\Sigma A = 9.10 \times 0.80 + 0.53 \times (6 - 0.80) = 10.04 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\Sigma I}{\Sigma A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{50.30}{10.04}} = 2.24 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086 \times \frac{2.24 \times 21 \times 10^5}{3600} = 112.31 \text{ cm}$$

$\ell_b = 100 \text{ cm}$ olarak dizayn edilecektir.

Gerilme kontrolü:

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 805 / 7.42 = 109$$

$$\lambda_y = (805/2) / 2.05 = 196$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$\lambda = 196 > \lambda_p = 107.25$ olduğundan basınç emniyet gerilmesi aşağıdaki şekilde hesaplanır;

$$\sigma_{bem} = \frac{2}{5} \times \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{2}{5} \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^5}{196^2} = 215.59 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{-96.27}{23.95} = -4.02 \text{ kgf /cm}^2$$

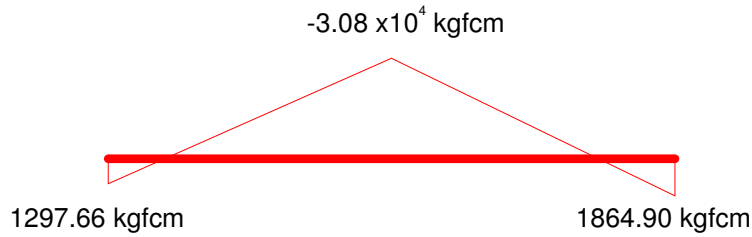
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{4.02}{215.59} = 0.02 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterli olacaktır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000xC_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (\text{kgf /cm}^2)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

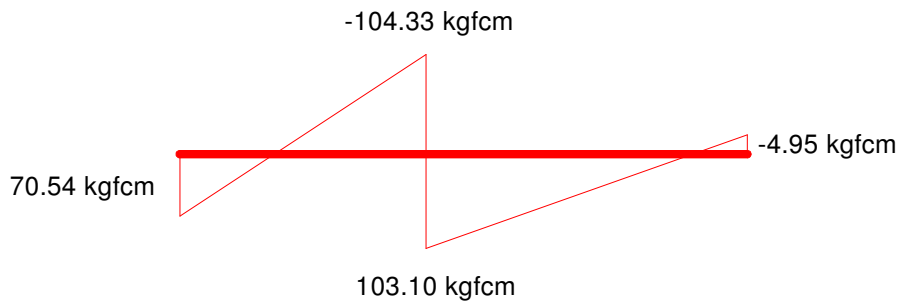


Şekil 6.13 2 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

$3.08 \times 10^4 > 1864.90$ olduğundan $C_{bx} = 1.00$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.00}{805 \times 18 / 23.95} = 1388.41 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 1388.41 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.14 2 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

104.33 > 70.54 olduğundan $C_{by} = 1.00$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.00}{805 \times 18 / 23.95} = 1388.41 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{by} = 1388.41 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{30827.79}{146.30} = 210.72 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{103.10}{22.16} = 4.65 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{4.02}{215.59} + \frac{210.72}{1388.41} + \frac{4.65}{1388.41} = 0.17 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü:

$$\tau = \frac{VxS_x}{Ixt_w}$$

$$\tau = \frac{157.12 \times 83.20}{1317 \times 0.53} = 18.73 \text{ kgf /cm}^2 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü:

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 5.39 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{5.39}{2134} = \frac{1}{395}$$

3 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 17. D+S-E_z yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = 2661.11 \text{ kgf ,}$$

$$M_x = 4.25 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = 5550.89 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 2419.48 \text{ kgf}$$

$$V_y = -99.50 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri;

Enkesit karakteristikleri(IPE 270);

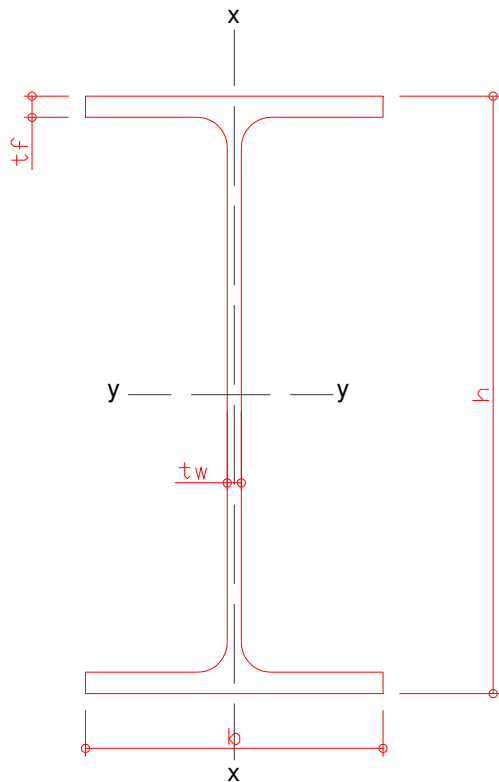
$$h = 270 \text{ mm} , \quad b = 135 \text{ mm} , \quad t_w = 6.60 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.2 \text{ mm} , \quad A = 45.95 \text{ cm}^2 , \quad I_x = 5790 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 420 \text{ cm}^4 , \quad W_x = 428.90 \text{ cm}^3 , \quad W_y = 62.20 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 11.23 \text{ cm} , \quad i_y = 3.02 \text{ cm} , \quad W_{x,pl} = 484 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 96.95 \text{ cm}^3 , \quad S_x = 242 \text{ cm}^3 , \quad S_y = 48.48 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.15 3 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$13.5 / (2 \times 1.02) = 6.62 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|-1613.20| / |3600 \times 45.95| = 0.01 \leq 0.10$$

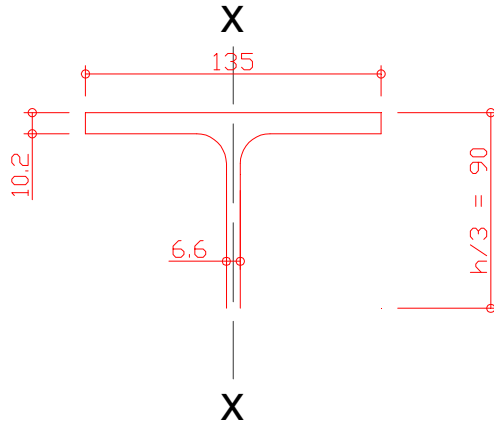
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{27}{0.66} = 40.91 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.01|) = 75.97$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi:

$$\ell_b \leq 0.086 x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.16 3 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$\sum I_x = \frac{1.02 \times 13.5^3}{12} + \frac{(9 - 1.02) \times 0.66^3}{12} = 209.32 \text{ cm}^4$$

$$A = a \times b$$

$$\sum A = 13.5 \times 1.02 + 0.66 \times (9 - 1.02) = 19.04 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{209.32}{19.04}} = 3.32 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{3.32 \times 21 \times 10^5}{3600} = 166.55 \text{ cm}$$

Bu değer elemanın uzunluğundan daha büyük olduğundan dolayı giriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmeye ihtiyaç yoktur.

Gerilme kontrolü;

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 90/11.23 = 8$$

$$\lambda_y = 90/3.02 = 30$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$20 < \lambda = 30 < \lambda_p = 107.25$ olduğundan emniyet katsayısı, n aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{30}{107.25} \right) - 0.2 \times \left(\frac{30}{107.25} \right)^3 = 1.83$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right) \sigma_a}{n}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{30}{107.25} \right)^2 \right) \times 3600}{1.83} = 1888.92 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{2661.11}{45.95} = 57.91 \text{ kgf /cm}^2$$

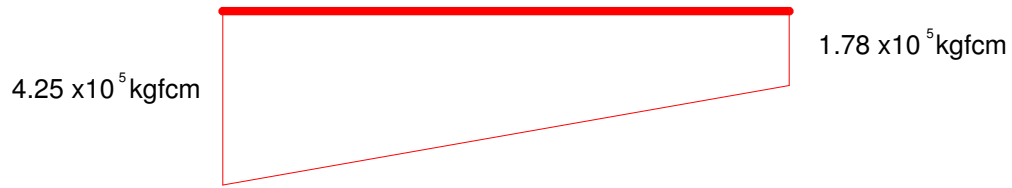
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{57.91}{1888.92} = 0.03 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



Şekil 6.17 3 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

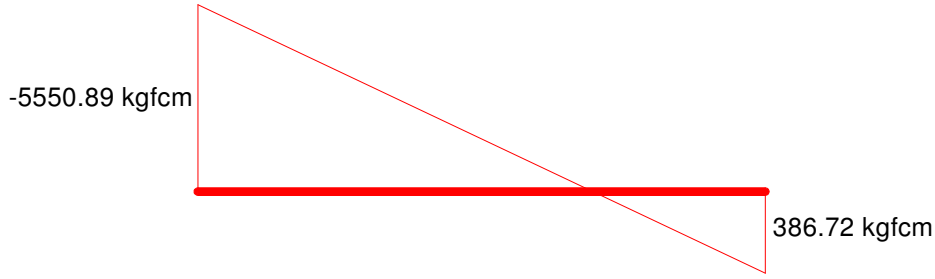
$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{1.78 \times 10^5}{4.25 \times 10^5} = -0.419$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (-0.419) + 0.3 \times (-0.419)^2 = 1.36 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 1.36$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.36}{90 \times 27 / 45.95} = 21602.17 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.18 3 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = + \frac{386.72}{5550.89} = 0.07$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (0.07) + 0.3 \times (0.07)^2 = 1.82 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 1.82$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.82}{90 \times 27 / 45.95} = 28908.79 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{by} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{425016.88}{428.90} = 990.95 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{5550.89}{62.20} = 89.24 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{57.91}{1888.92} + \frac{990.95}{2160} + \frac{89.24}{2160} = 0.53 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü;

$$\tau = \frac{V_x S_x}{I_x t_w}$$

$$\tau = \frac{2419.48 \times 242}{5790 \times 0.66} = 153.22 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü;

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 6.12 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{6.12}{2134} = \frac{1}{348}$$

4 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 17. D+S-E_z yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = 3499.24 \text{ kgf} ,$$

$$M_x = 1.01 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = -8551.50 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 400.25 \text{ kgf}$$

$$V_y = -111.53 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri (IPE 270);

$$h = 270 \text{ mm} ,$$

$$b = 135 \text{ mm} ,$$

$$t_w = 6.60 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.2 \text{ mm} ,$$

$$A = 45.95 \text{ cm}^2 ,$$

$$I_x = 5790 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 420 \text{ cm}^4 ,$$

$$W_x = 428.90 \text{ cm}^3 ,$$

$$W_y = 62.20 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 11.23 \text{ cm} ,$$

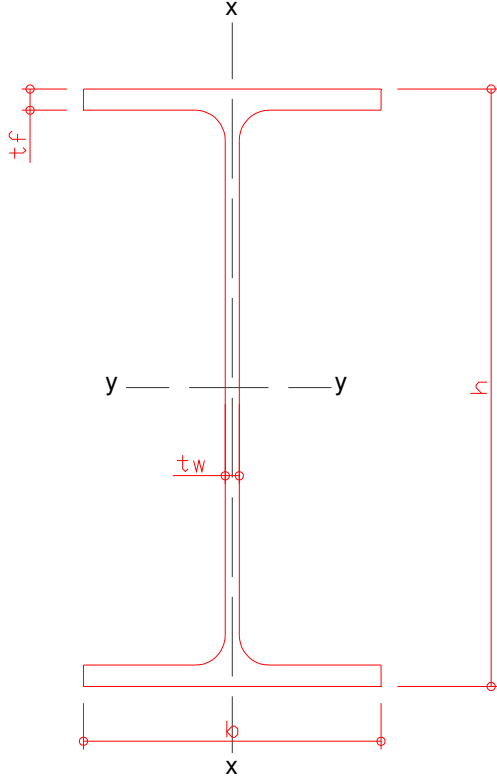
$$i_y = 3.02 \text{ cm} ,$$

$$W_{x,pl} = 484 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 96.95 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_x = 242 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_y = 48.48 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.19 4 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$13.5 / (2 \times 1.02) = 6.62 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|-3499.24| / |3600 \times 45.95| = 0.02 \leq 0.10$$

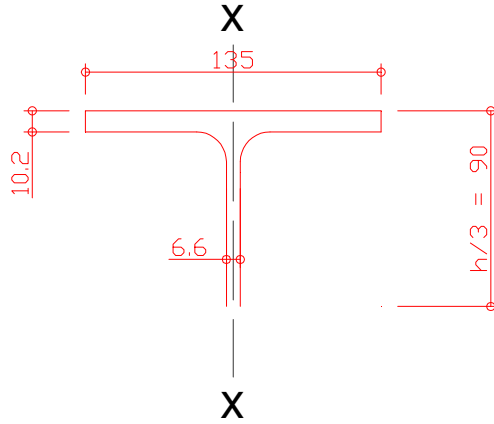
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{27}{0.66} = 40.91 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.02|) = 77.66$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi;

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.20 4 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$\sum I_x = \frac{1.02 \times 13.50^3}{12} + \frac{(9 - 1.02) \times 0.66^3}{12} = 209.32 \text{ cm}^4$$

$$A = a \times b$$

$$\sum A = 13.5 \times 1.02 + 0.66 \times (9 - 1.02) = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{209.32}{19.04}} = 3.32 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{3.32 \times 21 \times 10^5}{3600} = 166.55 \text{ cm}$$

Bu değer elemanın uzunluğundan daha büyük olduğundan dolayı kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmeye ihtiyaç yoktur.

Gerilme kontrolü:

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 101 / 11.23 = 9$$

$$\lambda_y = 101 / 3.02 = 33$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$20 < \lambda = 33 < \lambda_p = 107.25$ olduğundan emniyet katsayısı, n aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{33}{107.25} \right) - 0.2 \times \left(\frac{33}{107.25} \right)^3 = 1.86$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right) \sigma_a}{n}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{33}{107.25} \right)^2 \right) \times 3600}{1.86} = 1840.49 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{3499.24}{45.95} = 76.15 \text{ kgf /cm}^2$$

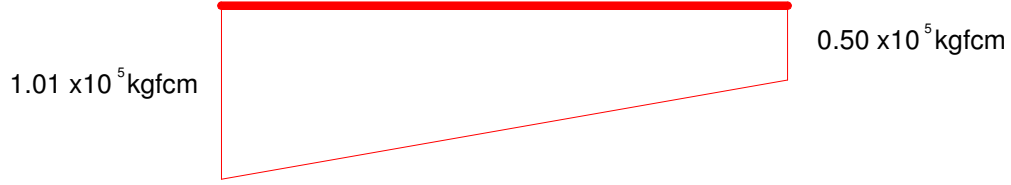
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{76.15}{1840.49} = 0.04 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



Şekil 6.21 4 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

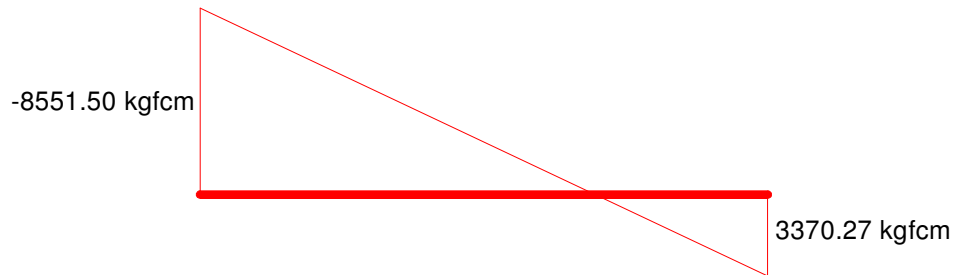
$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{0.50 \times 10^5}{1.01 \times 10^5} = -0.495$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (-0.495) + 0.3 \times (-0.495)^2 = 1.30 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 1.30$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.30}{101 \times 30 / 45.95} = 16560.20 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.22 4 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = +\frac{3370.27}{8551.50} = 0.394$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (0.394) + 0.3 \times (0.394)^2 = 2.21 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 2.21$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 2.21}{101 \times 27 / 45.95} = 31280.37 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{by} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{1.01 \times 10^5}{428.90} = 235.49 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{8551.50}{62.20} = 137.48 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{76.15}{1840.49} + \frac{235.49}{2160} + \frac{137.48}{2160} = 0.21 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü;

$$\tau = \frac{VxS_x}{Ixt_w}$$

$$\tau = \frac{400.25 \times 242}{5790 \times 0.66} = 25.35 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü;

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 6.91 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{6.91}{2134} = \frac{1}{309}$$

5 no'lu kirişin dizaynı;

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 9. D+S-E_x yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = 302.53 \text{ kgf ,}$$

$$M_x = -0.15 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = -3475.92 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 163.54 \text{ kgf}$$

$$V_y = 37.35 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri(IPE 100);

$$h = 100 \text{ mm ,}$$

$$b = 55 \text{ mm ,}$$

$$t_w = 4.1 \text{ mm}$$

$$t_f = 5.7 \text{ mm ,}$$

$$A = 10.32 \text{ cm}^2,$$

$$I_x = 171 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 15.92 \text{ cm}^4 ,$$

$$W_x = 34.20 \text{ cm}^3 ,$$

$$W_y = 5.79 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 4.07 \text{ cm} ,$$

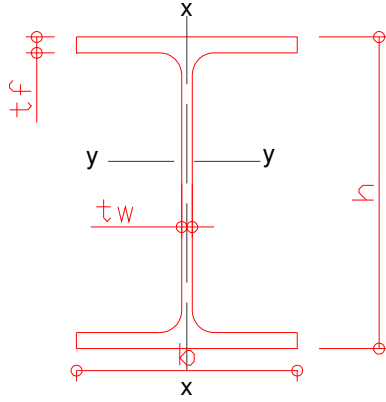
$$i_y = 1.24 \text{ cm} ,$$

$$W_{x,pl} = 39.40 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 9.15 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_x = 19.70 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_y = 4.58 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.23 5 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$5.5 / (2 \times 0.57) = 4.83 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|302.53| / |3600 \times 10.32| = 0.008 \leq 0.10$$

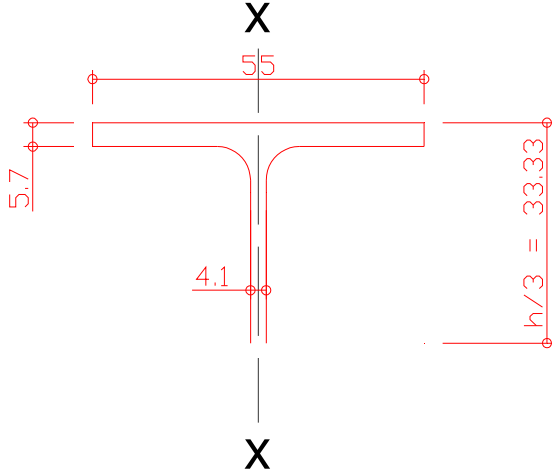
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{10}{0.41} = 24.39 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.008|) = 76.24$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi;

$$\ell_b \leq 0.086 x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.24 5 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$I = \frac{axb^3}{12}$$

$$\sum I_x = \frac{0.57 \times 5.5^3}{12} + \frac{(3.33 - 0.57) \times 0.41^3}{12} = 7.92 \text{ cm}^4$$

$$A = axb$$

$$\sum A = 5.50 \times 0.57 + 0.41 \times (3.33 - 0.57) = 4.27 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{7.92}{4.27}} = 1.36 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086 \times \frac{1.36 \times 21 \times 10^5}{3600} = 68.34 \text{ cm}$$

Kiriş başlıkları yanal doğrultuda kirişin ortasında sağlı sollu birer adet levha ile mesnetlenecektir.

Gerilme kontrolü;

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 97 / 4.07 = 24$$

$$\lambda_y = 97 / 1.24 = 78$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$20 < \lambda = 78 < \lambda_p = 107.25$ olduğundan emniyet katsayısı, n aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{78}{107.25} \right) - 0.2 \times \left(\frac{78}{107.25} \right)^3 = 2.30$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right) \sigma_a}{n}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{78}{107.25} \right)^2 \right) \times 3600}{2.30} = 1153.39 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{302.53}{10.32} = 29.32 \text{ kgf /cm}^2$$

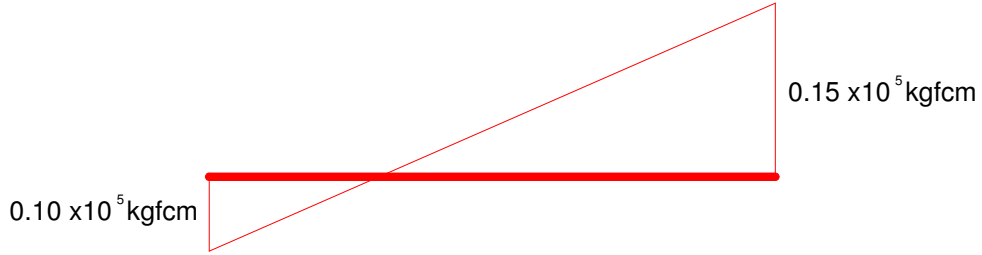
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{29.32}{1153.39} = 0.03 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



Şekil 6.25 5 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{0.10 \times 10^5}{0.15 \times 10^5} = 0.667$$

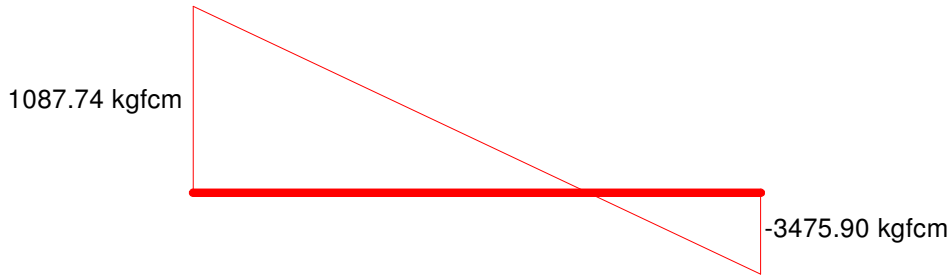
$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (0.667) + 0.3 \times (0.667)^2 = 2.58 \geq 2.3$$

$C_{bx} = 2.30$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 2.30}{97 \times 10 / 10.32} = 20554.89 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

y-y yönü için



Şekil 6.26 5 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = + \frac{1087.74}{3475.90} = 0.313$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (0.313) + 0.3 \times (0.313)^2 = 2.11 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 2.11$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 2.11}{97 \times 10 / 10.32} = 18856.87 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 2160 \text{ kgf /cm}^2 \text{ olarak alınır.}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{0.15 \times 10^5}{34.20} = 449.88 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{3475.92}{5.79} = 600.33 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{29.32}{1153.39} + \frac{449.88}{2160} + \frac{600.33}{2160} = 0.51 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü:

$$\tau = \frac{VxS_x}{Ixt_w}$$

$$\tau = \frac{163.54 \times 19.70}{171 \times 0.41} = 45.95 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü:

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 0.81 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{0.81}{534} = \frac{1}{659}$$

6 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 13. D+S-E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = 796.54 \text{ kgf ,}$$

$$M_x = 19633.92 \text{ kgfcm}$$

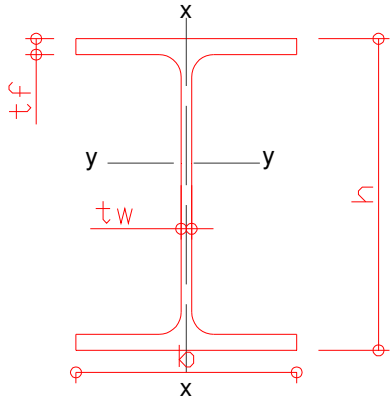
$$M_y = -454.65 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = -545.14 \text{ kgf}$$

$$V_y = 28.17 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri (IPE 100);

$$\begin{aligned} h &= 100 \text{ mm} , & b &= 55 \text{ mm} , & t_w &= 4.1 \text{ mm} \\ t_f &= 5.7 \text{ mm} , & A &= 10.32 \text{ cm}^2 , & I_x &= 171 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 15.92 \text{ cm}^4 , & W_x &= 34.20 \text{ cm}^3 , & W_y &= 5.79 \text{ cm}^3 \\ i_x &= 4.07 \text{ cm} , & i_y &= 1.24 \text{ cm} , & W_{x,pl} &= 39.40 \text{ cm}^3 \\ W_{y,pl} &= 9.15 \text{ cm}^3 , & S_x &= 19.70 \text{ cm}^3 , & S_y &= 4.58 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



Şekil 6.27 6 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$5.5 / (2 \times 0.57) = 4.83 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|796.54| / |3600 \times 10.32| = 0.02 \leq 0.10$$

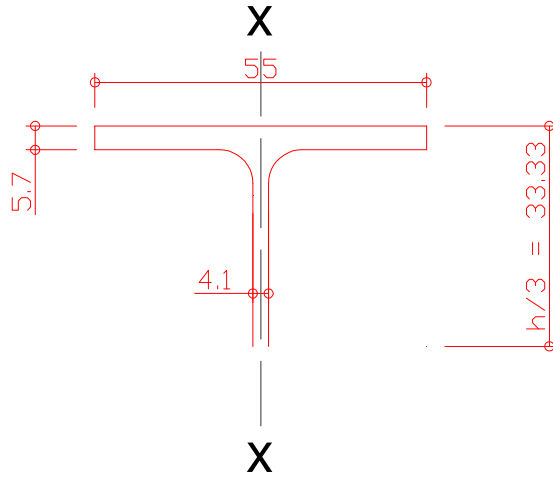
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{10}{0.41} = 24.39 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.02|) = 74.66$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi:

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.28 6 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$I = \frac{axb^3}{12}$$

$$\sum I_x = \frac{0.57 \times 55^3}{12} + \frac{(3.33 - 0.57) \times 0.41^3}{12} = 7.92 \text{ cm}^4$$

$$A = axb$$

$$\sum A = 5.50 \times 0.57 + 0.41 \times (3.33 - 0.57) = 4.27 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{7.92}{4.27}} = 1.36 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{1.36x21x10^5}{3600} = 68.34 \text{ cm}$$

Bu değer elemanın uzunluğundan daha büyük olduğundan dolayı kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmeye ihtiyaç yoktur.

Gerilme kontrolü:

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 59/4.07 = 15$$

$$\lambda_y = 59/1.24 = 48$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2x3.14^2 x21x10^5}{3600}} = 107.25$$

$20 < \lambda = 48 < \lambda_p = 107.25$ olduğundan emniyet katsayısı, n aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{48}{107.25} \right) - 0.2 \times \left(\frac{48}{107.25} \right)^3 = 2.02$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right) \sigma_a}{n}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{48}{107.25} \right)^2 \right) x 3600}{2.02} = 1604.38 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{796.54}{10.32} = 77.18 \text{ kgf /cm}^2$$

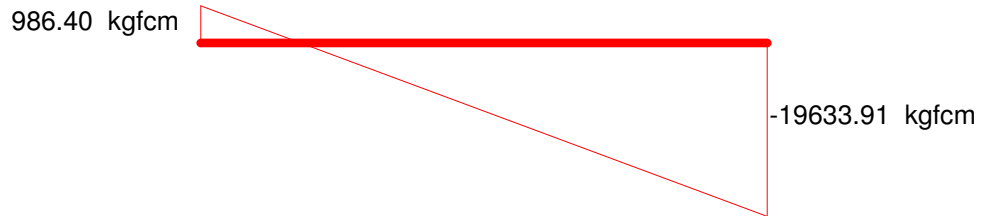
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{77.18}{1604.38} = 0.05 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklemler (6.17)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



Şekil 6.29 6 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

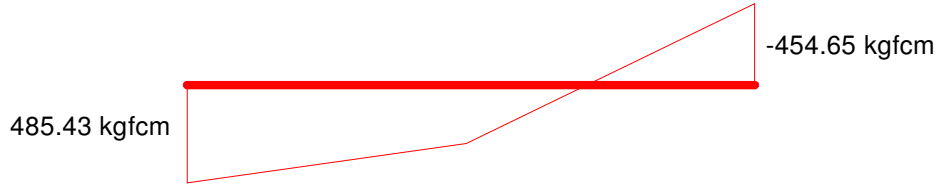
$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{986.40}{19633.91} = 0.05$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (0.05) + 0.3 \times (0.05)^2 = 1.80 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 1.80$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.80}{59 \times 10 / 10.32} = 26447.19 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.30 6 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = + \frac{454.65}{485.43} = 0.937$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times (0.937) + 0.3 \times (0.937)^2 = 3.00 \leq 2.3$$

$C_{by} = 2.30$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 2.30}{59 \times 10 / 10.32} = 33793.63 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{by} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{19633.92}{34.20} = 574.09 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{454.65}{5.79} = 78.52 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{77.18}{1604.38} + \frac{574.09}{2160} + \frac{78.52}{2160} = 0.35 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü:

$$\tau = \frac{V_x S_x}{I_x t_w}$$

$$\tau = \frac{545.14 \times 19.70}{171 \times 0.41} = 153.18 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü:

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 2.66 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{2.66}{2134} = \frac{1}{802}$$

7 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 13. D+S-E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -1545.20 \text{ kgf} ,$$

$$M_x = 108344.54 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = 3849.89 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 371.40 \text{ kgf}$$

$$V_y = 127.34 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri (IPE 220);

$$h = 220 \text{ mm} ,$$

$$b = 110 \text{ mm} ,$$

$$t_w = 5.9 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.2 \text{ mm} ,$$

$$A = 33.37 \text{ cm}^2 ,$$

$$I_x = 2772 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 204.9 \text{ cm}^4 ,$$

$$W_x = 252 \text{ cm}^3 ,$$

$$W_y = 37.25 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 9.11 \text{ cm} ,$$

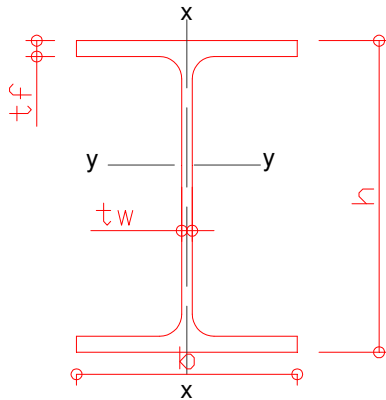
$$i_y = 2.48 \text{ cm} ,$$

$$W_{x,pl} = 285 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 58.10 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_x = 142.50 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_y = 29.05 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.31 7 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$11 / (2 \times 0.92) = 5.98 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|-1545.20| / |3600 \times 33.37| = 0.01 \leq 0.10$$

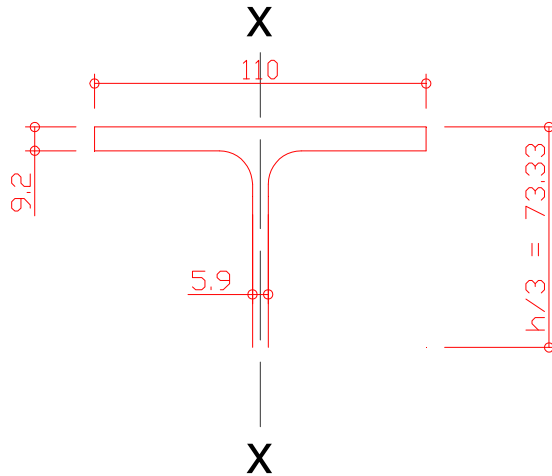
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{22}{0.59} = 37.29 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.01|) = 75.97$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi;

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.32 7 No'lu Kirişin Enkesiti

$$I = \frac{axb^3}{12}$$

$$\Sigma I_x = \frac{0.92 \times 11^3}{12} + \frac{(7.33 - 0.92) \times 0.59^3}{12} = 102.15 \text{ cm}^4$$

$$A = axb$$

$$\Sigma A = 11 \times 0.92 + 0.59 \times (7.33 - 0.92) = 13.90 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\Sigma I}{\Sigma A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{102.15}{13.90}} = 2.71 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{2.71 \times 21 \times 10^5}{3600} = 135.99 \text{ cm}$$

Bu değer elemanın uzunluğundan daha büyük olduğundan dolayı kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmeye ihtiyaç yoktur.

Gerilme kontrolü:

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 50/9.11 = 6$$

$$\lambda_y = 50/2.48 = 21$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$20 < \lambda = 21 < \lambda_p = 107.25$ olduğundan emniyet katsayısı, n aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{21}{107.25} \right) - 0.2 \times \left(\frac{21}{107.25} \right)^3 = 1.73$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2\right) \sigma_a}{n}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{21}{107.25}\right)^2\right) \times 3600}{1.73} = 2036.96 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{1545.20}{33.37} = 46.31 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{46.31}{2036.96} = 0.02 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$



Şekil 6.33 7 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{103000.01}{108344.54} = -0.951$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (-0.951) + 0.3 \times (-0.951)^2 = 1.02 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 1.02$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.02}{50 \times 22 / 33.37} = 25992.20 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.34 7 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{2060.66}{3849.89} = -0.535$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times (-0.535) + 0.3 \times (-0.535)^2 = 1.27 \leq 2.3$$

$C_{by} = 1.27$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.27}{50 \times 22 / 33.37} = 32362.83 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{By} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{108344.54}{252} = 429.94 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{3849.89}{37.25} = 103.35 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{46.31}{2036.96} + \frac{429.94}{2160} + \frac{103.35}{2160} = 0.27 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü:

$$\tau = \frac{VxS_x}{Ixt_w}$$

$$\tau = \frac{371.40 \times 142.50}{2772 \times 0.59} = 32.36 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü:

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 5.51 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{5.51}{2134} = \frac{1}{387}$$

Statik olarak IPE 220 yeterli olmasına rağmen montaj ve birleşim kolaylığı açısından profil IPE 270 olarak seçilmiştir.

8 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 13. D+S-E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -2778.22 \text{ kgf ,}$$

$$M_x = 228638.32 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = 1294.01 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 443.31 \text{ kgf}$$

$$V_y = 62.32 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri (IPE 220);

$$h = 220 \text{ mm ,}$$

$$b = 110 \text{ mm ,}$$

$$t_w = 5.9 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.2 \text{ mm ,}$$

$$A = 33.37 \text{ cm}^2,$$

$$I_x = 2772 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 204.9 \text{ cm}^4 ,$$

$$W_x = 252 \text{ cm}^3 ,$$

$$W_y = 37.25 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 9.11 \text{ cm ,}$$

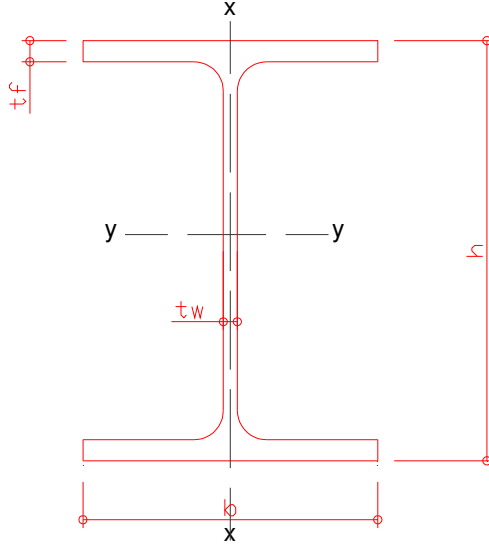
$$i_y = 2.48 \text{ cm ,}$$

$$W_{x,pl} = 285 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 58.10 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_x = 142.50 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_y = 29.05 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.35 8 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü:

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$11 / (2 \times 0.92) = 5.98 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|-2778.22| / |3600 \times 33.37| = 0.02 \leq 0.10$$

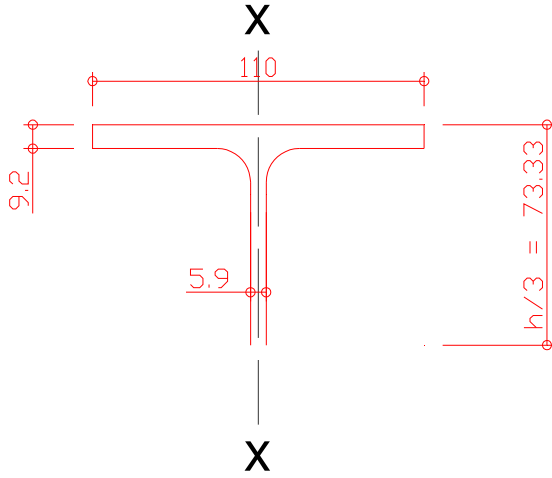
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{22}{0.59} = 37.29 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.02|) = 74.66$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi:

$$\ell_b \leq 0.086 x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.36 8 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$I = \frac{axb^3}{12}$$

$$\sum I_x = \frac{0.92 \times 11^3}{12} + \frac{(7.33 - 0.92) \times 0.59^3}{12} = 102.15 \text{ cm}^4$$

$$A = axb$$

$$\sum A = 11 \times 0.92 + 0.59 \times (7.33 - 0.92) = 13.90 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{102.15}{13.90}} = 2.71 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086x \frac{2.71 \times 21 \times 10^5}{3600} = 135.99 \text{ cm}$$

Bu değer elemanın uzunluğundan daha büyük olduğundan dolayı kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmeye ihtiyaç yoktur.

Gerilme kontrolü;

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 44 / 9.11 = 5$$

$$\lambda_y = 44 / 2.48 = 18$$

$20 > \lambda = 18$ olduğundan dolayı basınç emniyet gerilmesi çekme emniyet gerilmesine eşit olarak alınır.

$$\sigma_{bem} = 0.60\sigma_a$$

$$\sigma_{bem} = 0.60 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{2778.22}{33.37} = 83.26 \text{ kgf /cm}^2$$

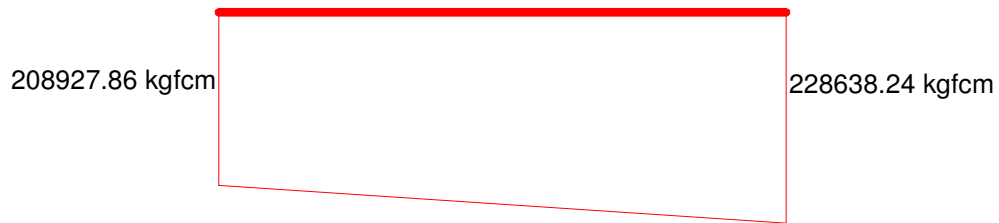
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{83.26}{2160} = 0.04 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



Şekil 6.37 8 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = - \frac{208927.86}{228638.24} = -0.914$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (-0.914) + 0.3 \times (-0.914)^2 = 1.04 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 1.04$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.04}{44 \times 22 / 33.37} = 30115.74 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.38 8 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{1294.01}{1617.56} = -0.80$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times (-0.80) + 0.3 \times (-0.80)^2 = 1.10 \leq 2.3$$

$C_{by} = 1.10$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.10}{44 \times 22 / 33.37} = 31853.18 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{by} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{228638.24}{252} = 907.30 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{1294.01}{37.25} = 34.74 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{83.26}{2160} + \frac{907.30}{2160} + \frac{34.74}{2160} = 0.48 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü;

$$\tau = \frac{V_x S_x}{I x t_w}$$

$$\tau = \frac{443.31 \times 142.50}{2772 \times 0.59} = 38.63 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü:

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

$$f_{\max} = 6.06 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{6.06}{2134} = \frac{1}{352}$$

Statik olarak IPE 220 yeterli olmasına rağmen montaj ve birleşim kolaylığı açısından profil IPE 270 olarak seçilmiştir.

9 no'lu kirişin dizaynı:

Kiriş enkesitine ait karakteristikler ve dizayn kuvvetleri aşağıda sunulmuştur. En elverişsiz kuvvetler 17. D+S-E_z yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -5587.09 \text{ kgf} ,$$

$$M_x = 271316.01 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = -30982.42 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 6.70 \text{ kgf}$$

$$V_y = 1369.03 \text{ kgf}$$

Enkesit karakteristikleri (IPE 270);

$$h = 270 \text{ mm} ,$$

$$b = 135 \text{ mm} ,$$

$$t_w = 6.60 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.2 \text{ mm} ,$$

$$A = 45.95 \text{ cm}^2 ,$$

$$I_x = 5790 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 420 \text{ cm}^4 ,$$

$$W_x = 428.90 \text{ cm}^3 ,$$

$$W_y = 62.20 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 11.23 \text{ cm} ,$$

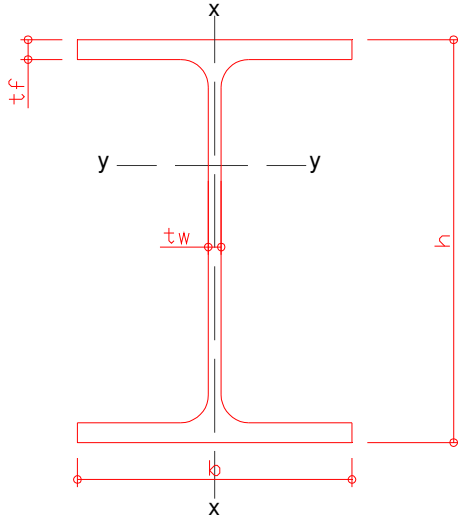
$$i_y = 3.02 \text{ cm} ,$$

$$W_{x,pl} = 484 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 96.95 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_x = 242 \text{ cm}^3 ,$$

$$S_y = 48.48 \text{ cm}^3$$



Şekil 6.39 9 No'lu Kirişin Enkesiti

Enkesit koşullarının kontrolü;

$$b/2t \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$13.5 / (2 \times 1.02) = 6.62 \leq 0.3 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} = 7.25$$

$$|N_d| / |\sigma_a A| \leq 0.10$$

$$|-5587.09| / |3600 \times 45.95| = 0.03 \leq 0.10$$

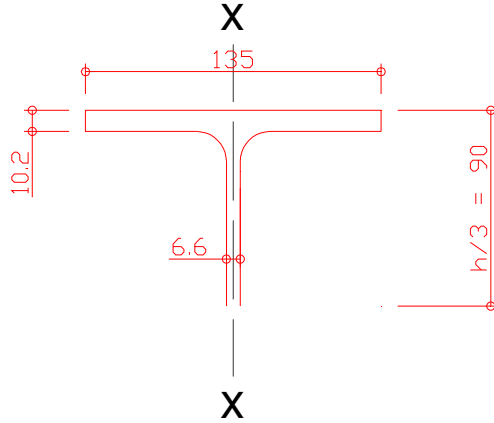
$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

$$\frac{45}{0.94} = 47.87 \leq 3.2 \times \sqrt{21 \times 10^5 / 3600} \times (1 - 1.7 \times |0.03|) = 73.34$$

DBYBHY 2007 tablo 4.3'te süneklik düzeyi yüksek sistem elemanları için istenen enkesit özellikleri sağlanmaktadır.

Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmesi;

$$\ell_b \leq 0.086 x \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$



Şekil 6.40 9 No'lu Kirişin 1/3 Enkesiti

$$\sum I_x = \frac{1.02 \times 13.50^3}{12} + \frac{(9 - 1.02) \times 0.66^3}{12} = 209.32 \text{ cm}^4$$

$$A = axb$$

$$\sum A = 13.5 \times 1.02 + 0.66 \times (9 - 1.02) = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{209.32}{19.04}} = 3.32 \text{ cm}$$

$$\ell_b \leq 0.086 \times \frac{3.32 \times 21 \times 10^5}{3600} = 166.55 \text{ cm}$$

Bu değer elemanın uzunluğundan daha büyük olduğundan dolayı kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmeye ihtiyaç yoktur.

Gerilme kontrolü:

$$\lambda = l_k / i$$

$$\lambda_x = 124 / 11.23 = 11$$

$$\lambda_y = 124 / 3.02 = 41$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 21 \times 10^5}{3600}} = 107.25$$

$20 < \lambda = 41 < \lambda_p = 107.25$ olduğundan emniyet katsayısı, n aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$n = 1.5 + 1.2 \times \left(\frac{41}{107.25} \right) - 0.2 \times \left(\frac{41}{107.25} \right)^3 = 1.95$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right) \sigma_a}{n}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{41}{107.25} \right)^2 \right) \times 3600}{1.95} = 1713.19 \text{ kgf /cm}^2$$

Yalnız basınç altında gerilme aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{5587.09}{45.95} = 121.59 \text{ kgf /cm}^2$$

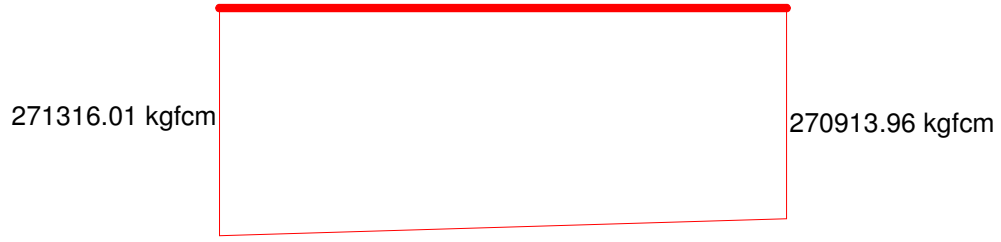
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{121.59}{1713.19} = 0.07 < 0.15$$

Yalnız basınç altındaki gerilmenin basınç emniyet gerilmesine oranı % 15'ten küçük olduğundan gerilme kontrolünün **Denklem (6.17)** ile yapılması yeterlidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.33$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (\text{kgf /cm}^2)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



Şekil 6.41 9 No'lu Kirişin Kuvvetli Eksen Moment Diyagramı

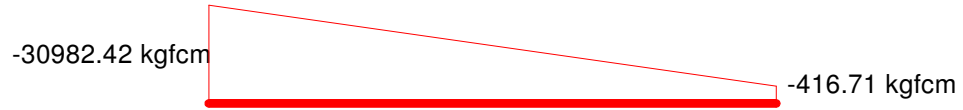
$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{270913.96}{271316.01} = -0.999$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times (-0.999) + 0.3 \times (-0.999)^2 = 1.00 \leq 2.3$$

$C_{bx} = 1.00$ olarak alınır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.00}{124 \times 27 / 45.95} = 11528.67 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.



Şekil 6.42 9 No'lu Kirişin Zayıf Eksen Moment Diyagramı

$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{416.71}{30982.42} = -0.013$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times (-0.013) + 0.3 \times (-0.013)^2 = 1.74 \leq 2.3$$

$C_{by} = 1.74$ olarak alınır.

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.74}{124 \times 27 / 45.95} = 20059.89 \text{ kgf /cm}^2 \leq 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kgf /cm}^2$$

$\sigma_{by} = 2160 \text{ kgf /cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{271316.01}{428.90} = 632.59 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{30982.42}{62.60} = 494.93 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\frac{121.59}{1713.19} + \frac{632.59}{2160} + \frac{494.93}{2160} = 0.59 \leq 1.33$$

Kayma gerilmesi kontrolü;

$$\tau = \frac{V_x S_x}{I x t_w}$$

$$\tau = \frac{1369.03 \times 242}{5790 \times 0.66} = 86.70 \leq 1.33 \times (0.40 \times \sigma_a) = 1915 \text{ kgf /cm}^2$$

Sehim kontrolü;

En büyük sehim değeri sap2000 V11 bilgisayar statik paket programından alınmıştır.

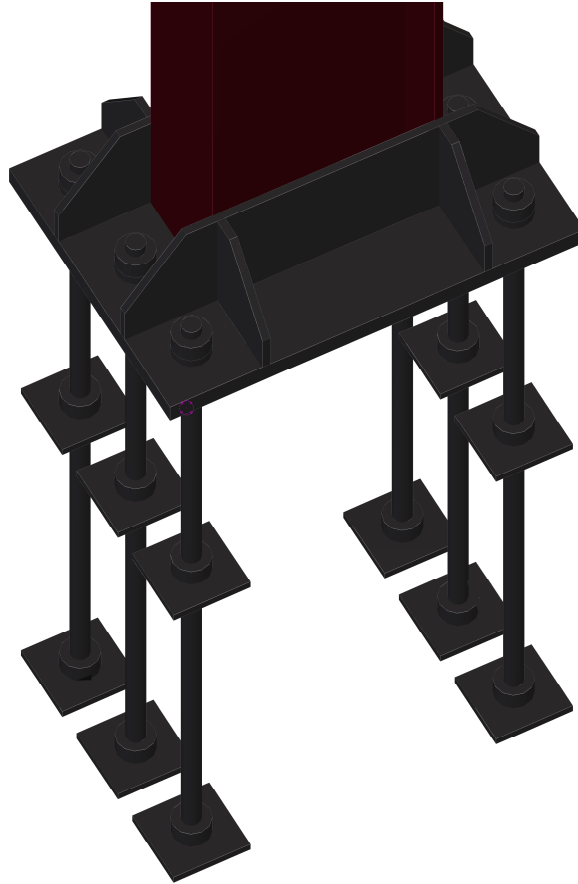
$$f_{\max} = 6.88 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{6.88}{2134} = \frac{1}{310}$$

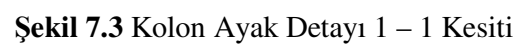
7. YAPI ELEMANLARININ BİRLEŞİM HESAPLARI

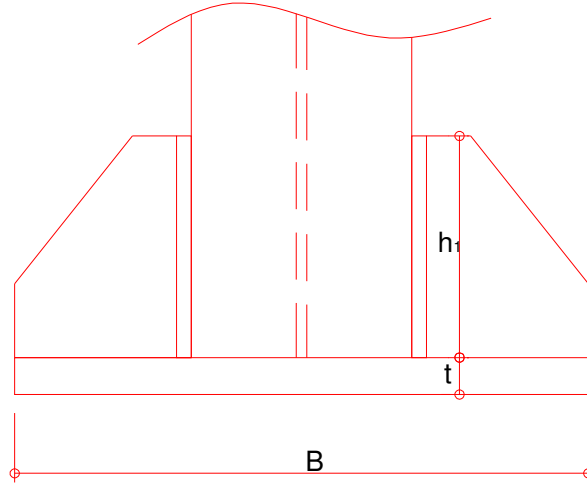
7.1 Kolon Ayağı Dizaynı

Kolon ayak hesabı DBYBHY 2007 bölüm 4.9'da belirtilen hususlar göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Buna göre çelik taşıyıcı sistemin detayları düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli kontroller yapılmıştır. Ayrıca temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin $1.1D_a$ katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolonun eksenel yük kapasitelerinin $1.1D_a$ katından oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler ve artırılmış deprem yüklemelerinden oluşan iç kuvvetler hesaplanmış olup bu iç kuvvetlerin küçük olanına göre birleşim elemanları tekrar tahkik edilmiştir.

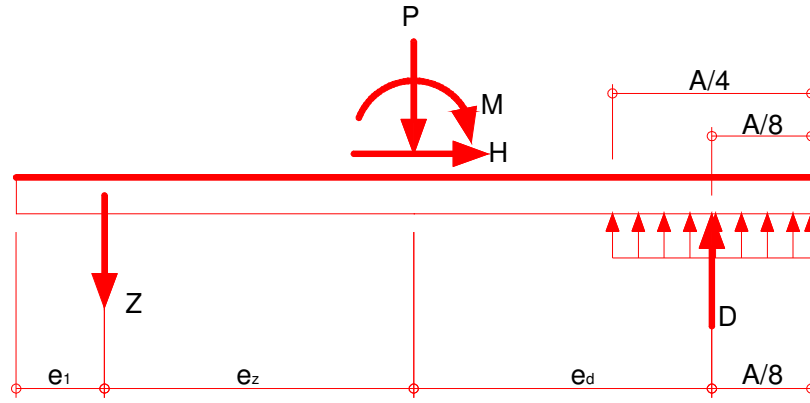


Şekil 7.1 Kolon Ayak Detayı





Şekil 7.4 Kolon Ayak Detayı 2 – 2 Kesiti



Şekil 7.5 Kolon Ayak Detayı Statik Modeli

Kolon ayak hesabı için en elverişsiz iç kuvvetler 4. D+S+E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -1813.43 \text{ kgf} ,$$

$$M_x = -370946.32 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = -594.48 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 1058.59 \text{ kgf}$$

$$V_y = -2.03 \text{ kgf}$$

Kolon enkesitinin yüksekliği 30 cm ve genişliği 15 cm olduğundan ön boyutlandırma için $A = 54 \text{ cm}$, $B = 39 \text{ cm}$ ve $e_1 = 6 \text{ cm}$ olarak seçilmiştir. Buna göre;

$$A/8 = 54/8 = 6.75 \text{ cm}$$

$$e_d = A/2 - A/8 = 54/2 - 54/8 = 20.25 \text{ cm}$$

$$e_z = A/2 - e_1 = 54/2 - 6 = 21 \text{ cm}$$

$$D = \frac{M_x + P e_z}{e_z + e_d} \quad (7.1)$$

$$D = \frac{370946.32 + 1813.43 \times 21}{21 + 20.25} = 9915.84 \text{ kgf}$$

$$Z = \frac{M_x - P e_d}{e_z + e_d} \quad (7.2)$$

$$Z = \frac{370946.32 - 1813.43 \times 20.25}{21 + 20.25} = 8102.41 \text{ kgf}$$

Beton basınç gerilmesi kontrolü;

$$p = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} \leq p_{em} \quad (7.3)$$

p_{em} : beton basınç emniyet gerilmesi. C25 için 70 kgf /cm²

$$p = \frac{9915.84}{\frac{54}{4} \times 39} = 18.83 \leq p_{em} = 70 \text{ kgf /cm}^2$$

Ankraj bulonlarının tahkiki

Taban levhasının çekme bölgesinde oluşacak kuvvetlerin temele aktarılması için ISO 10.9 kalitesinde 3 adet M18 kullanılmıştır.gerekli tahkikler aşağıdak sunulmuştur.

Bir adet ankraja gelen kuvvet;

$$P = Z/3 = 2700.80 \text{ kgf}$$

Bir adet ankraj bulonunun emniyetle taşıyabileceği çekme kuvveti;

$$P_{em} = \sigma_{lem} \times F \geq P = 2700.80 \text{ kgf} \quad (7.4)$$

F : bulonun kayıplı enkesit alanı

σ_{lem} : bulonun emniyetle aktarabileceği çekme gerilmesi

$$P = 4700 \times 3.14 \times (0.86 \times 1.8)^2 / 4 = 8836 \text{ kgf} \geq 2700.80 \text{ kgf}$$

Taban levhası kalınlığının belirlenmesi

Guse levhalarının et kalınlıklarının 1 cm olacağı öngörülmüştür buna göre $c_1 = 11$ cm olur.

$$M_1 = px \frac{c_1^2}{2} = 18.83 \times \frac{11^2}{2} = 1139.22 \text{ kgfcm}$$

$$M_2 = px \frac{B}{2} x \left(\frac{B}{4} - c_1 \right) = 18.83 \times \frac{39}{2} x \left(\frac{39}{4} - 11 \right) = -458.98 \text{ kgfcm}$$

$$M_{\max} = M_1 = 1139.22 \text{ kgfcm}$$

$$t \geq 2.45 \sqrt{\frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{cem}}}} \quad (7.5)$$

$$t \geq 2.45 \sqrt{\frac{1139.22}{2160}} = 1.78 \text{ cm}$$

$t = 25$ mm olarak seçilmiştir.

Guse levhalarını kolona bağlayan kaynak dikişlerinin belirlenmesi

Bir köşeye gelecek kuvvet;

$$N = \frac{P}{4} + \frac{M}{2h} = \frac{1813.43}{4} + \frac{370946.32}{2 \times (30 - 1.07)} = 6864.46 \text{ kgf}$$

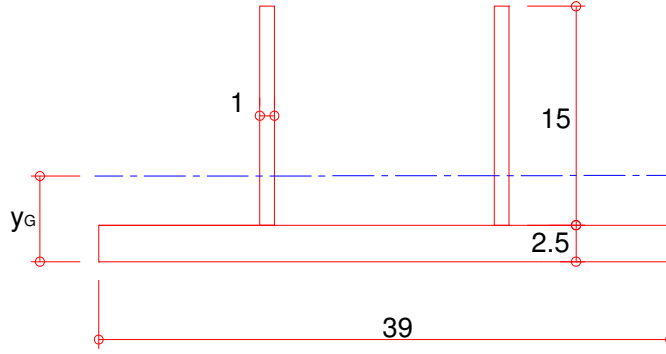
$$F_{k,gerekli} = \frac{N}{\tau_{em}} = \frac{6864.46}{1250} = 5.49 \text{ cm}^2$$

Kaynak kalınlığı $a = 6$ mm olarak alınmıştır. Buna göre;

$$\ell_{gerekli} = \frac{F_{k,gerekli}}{a} + 2a = \frac{5.49}{0.60} + 2 \times 0.60 = 10.35 \text{ cm}$$

Guse levhası yüksekliği bu değere bağlı olarak $h_1 = 150$ mm seçilmiştir.

3-3 kesitinde gerilme kontrolleri



Şekil 7.6 Kolon Ayak Detayı 3 – 3 Kesiti

$$y_G = \frac{2x(15x1x(\frac{15}{2} + 2.5)) + 39x2.5x\frac{2.5}{2}}{2x15x1 + 39x2.5} = 3.31 \text{ cm}$$

kesitin atalet momenti aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır;

$$I = 2x\frac{1x15^3}{12} + 2x1x15x(7.5 - (3.31 - 2.5))^2 + \frac{39x2.5^3}{12} + 39x2.5x(3.31 - \frac{2.5}{2})^2$$

$$I = 2339.24 \text{ cm}^4$$

$$M_D = D \times \left(\frac{A-h}{2} - \frac{A}{8} \right) = 9915.84 \times \left(\frac{54-30}{2} - \frac{54}{8} \right) = 52058.16 \text{ kgfcm}$$

$$M_Z = Z \times \left(\frac{A-h}{2} - e_1 \right) = 8102.41 \times \left(\frac{54-30}{2} - 6 \right) = 48614.46 \text{ kgfcm}$$

$$M_{\max} = M_D = 52058.16 \text{ kgfcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{52058.16}{2339.24} \times (15 + 2.5 - 3.31) = 315.81 \text{ kgf/cm}^2$$

Bu kesite gelen kesme kuvveti $Q_{\max} = D = 9915.84 \text{ kgf}$

$$S = 2.5 \times 39 \times \left(3.31 - \frac{2.5}{2} \right) + 2 \times 1 \times \left(\frac{3.31 - 2.5/2}{2} \right)^2 = 204.99 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \times S}{I \times 2t_g} \quad (7.6)$$

$$\tau_{\max} = \frac{9915.84 \times 204.99}{2339.24 \times 2 \times 1} = 434.47 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leq 0.75 \sigma_a \quad (7.7)$$

σ_v : kıyaslama gerilmesi

$$\sigma_v = \sqrt{315.81^2 + 434.47^2} = 537.12 \leq 0.75 \times 3600 = 2700 \text{ kgf /cm}^2$$

Guse levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin kontrolü

Taban levhasının statik momentini;

$$S = 2.5 \times 39 \times (3.31 - 1.25) = 200.85 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{9915.84 \times 200.85}{2339.24 \times 4 \times 0.5} = 851.39 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{52058.16}{2339.24} \times (3.31 - 1.25) = 45.85 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{851.39^2 + 45.85^2} = 852.63 \leq 0.75 \times 3600 = 2700 \text{ kgf /cm}^2$$

Kolon gövdesindeki kaynak dikişlerinin kontrolü

Kolon gövdesindeki kaynak uzunluğu 25 cm olup kaynak kalınlığı 0.5 cm'dir.

$$\tau_k = \frac{V_x}{F} = \frac{1058.59}{2 \times 0.5 \times (25 - 2 \times 0.5)} = 44.11 \text{ kgf /cm}^2$$

Yatay kuvvetlerin temele aktarılmasının kontrolü

Bir adet bulonun güvenle aktaracağı kesme kuvveti;

$$P_{em} = \tau_{em} \times F = 2700 \times 3.14 \times \frac{(0.86 \times 1.8)^2}{4} = 5078.97 \text{ kgf}$$

$$\sum P_{em} = 6 \times 5078.97 = 30473.82 \text{ kgf} > V_x = 1058.89 \text{ kgf}$$

Hesapla gösterildiği üzere kesme kuvvetini karşılaması için ayrıca kayma kaması koymaya gerek yoktur. Ancak literatürde kesme kuvvetinin kama ile karşılanması tercih edildiğinden konstrüktif olarak L80.80.8 köşebent taban levhasına kaynatılacaktır.

Ankraj boyunun belirlenmesi

Bir adet bulonun aktarması gereken çekme kuvveti daha önce $P = 2700.80$ kgf olarak hesaplanmıştı. Aderans emniyet gerilmesi $\tau_{a,em} = 4$ kgf /cm² olarak hesaplara dahil edilecektir.

$$\ell_{gerekli} \geq \frac{P}{u \tau_{a,em}} \quad (7.8)$$

u : bulonun çevresi

$$\ell_{gerekli} \geq \frac{2700.80}{3.14 \times 1.8 \times 4} = 119.46 \text{ cm}$$

$\ell = 150$ cm olarak alınacaktır.

Artırılmış deprem yüklerinden doğan içkuvvetler ve eleman kapasitelerinden doğan kuvvetler aşağıda sunulmuştur. Birleşim ayrıca bu iki sonuçtan küçük olanına göre kontrol edilecektir.

Eleman kapasitelerinden dolayı oluşan kuvvetler;

Eğilme momenti kapasitesi : $M_p = W_p \sigma_a$

Eksenel basınç kapasitesi : $N_{bp} = 1.7 \sigma_{bem} A$

$$M_p = 1.1 D_a (W_p \sigma_a) = 1.1 \times 1.1 \times 628.40 \times 3600 = 27.37 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

$$N_{bp} = 1.1 D_a (1.7 \sigma_{bem} A) = 1.1 \times 1.1 \times 1.7 \times 751.85 \times 53.81 = 0.83 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

$$D = \frac{27.37 \times 10^5 + 0.83 \times 10^5 \times 21}{21 + 20.25} = 108606.06 \text{ kgf}$$

$$Z = \frac{27.37 \times 10^5 - 0.83 \times 10^5 \times 20.25}{21 + 20.25} = 25606.06 \text{ kgf}$$

Artırılmış deprem yüklerinden dolayı oluşan kuvvetler;

En büyük iç kuvvetler 14. D + S + 2.5 E_y yüklemesinden elde edilmiştir.

$$P = -1863.89 \text{ kgf},$$

$$M_x = 503138.06 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = -1484.22 \text{ kgfcm}$$

$$V_x = 733.71 \text{ kgf}$$

$$V_y = -5.07 \text{ kgf}$$

$$D = \frac{503138.06 + 1863.89 \times 21}{21 + 20.25} = 13146.18 \text{ kgf}$$

$$Z = \frac{503138.06 - 1863.89 \times 20.25}{21 + 20.25} = 11282.29 \text{ kgf}$$

İki sonuçtan artırılmış deprem yüklemesine ait olanlar daha küçük olduğundan birleşim bu kuvvetlere göre tekrar kontrol edilecektir.

Beton basınç gerilmesi kontrolü

$$p = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} \leq p_{em}$$

p_{em} : beton basınç emniyet gerilmesi. C25 için 70 kgf /cm²

$$p = \frac{13146.18}{\frac{54}{4} \times 39} = 24.97 \leq p_{em} = 70 \text{ kgf /cm}^2$$

Ankraj bulonlarının tahkiki

Bir adet ankraja gelen kuvvet;

$$P = \frac{Z}{3} = \frac{11282.29}{3} = 3760.76 \text{ kgf}$$

Bir adet ankraj bulonunun emniyetle taşıyabileceği çekme kuvveti;

$$P_{em} = \sigma_{lem} \times F \geq P = 2700.80 \text{ kgf}$$

$$P = 4700 \times 3.14 \times (0.86 \times 1.8)^2 / 4 = 8836 \text{ kgf} \geq 3760.76 \text{ kgf}$$

Taban levhası kalınlığının belirlenmesi

$$M_1 = p \times \frac{c_1^2}{2} = 24.97 \times \frac{11^2}{2} = 1510.69 \text{ kgfcm}$$

$$M_2 = p \times \frac{B}{2} \times \left(\frac{B}{4} - c_1 \right) = 24.97 \times \frac{39}{2} \times \left(\frac{39}{4} - 11 \right) = -608.64 \text{ kgfcm}$$

$$M_{\max} = M_1 = 1510.69 \text{ kgfcm}$$

$$t \geq 2.45 \sqrt{\frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{em}}}}$$

$$t \geq 2.45 \sqrt{\frac{1510.69}{2160}} = 2.05 \text{ cm}$$

t = 25 mm olarak seçilmiştir.

Guse levhalarını kolona bağlayan kaynak dikişlerinin belirlenmesi

Bir köşeye gelecek kuvvet;

$$N = \frac{P}{4} + \frac{M}{2h} = \frac{1863.89}{4} + \frac{503138.06}{2 \times (30 - 1.07)} = 9161.71 \text{ kgf}$$

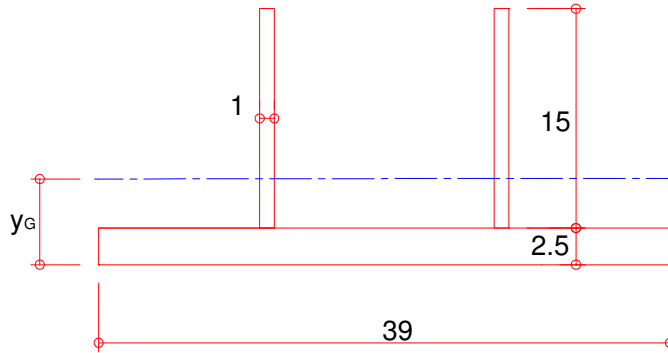
$$F_{k, \text{gerekli}} = \frac{N}{\tau_{em}} = \frac{9161.71}{1250} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Kaynak kalınlığı a = 6 mm olarak alınmıştır. Buna göre;

$$\ell_{\text{gerekli}} = \frac{F_{k, \text{gerekli}}}{a} + 2a = \frac{7.33}{0.60} + 2 \times 0.60 = 13.42 \text{ cm}$$

Guse levhası yüksekliği bu değere bağlı olarak h₁ = 150 mm seçilmiştir.

3-3 kesitinde gerilme kontrolleri



$$y_G = \frac{2 \times (15 \times 1 \times (\frac{15}{2} + 2.5)) + 39 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2}}{2 \times 15 \times 1 + 39 \times 2.5} = 3.31 \text{ cm}$$

kesitin atalet momenti aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır;

$$I = 2x \frac{1x15^3}{13} + 2x1x15x(7.5 - (3.31 - 2.5))^2 + \frac{39x2.5^3}{12} + 39x2.5x(3.31 - \frac{2.5}{2})^2$$

$$I = 2339.24 \text{ cm}^4$$

$$M_D = D \times \left(\frac{A-h}{2} - \frac{A}{8} \right) = 9915.84 \times \left(\frac{54-30}{2} - \frac{54}{8} \right) = 69017.45 \text{ kgfcm}$$

$$M_Z = Z \times \left(\frac{A-h}{2} - e_1 \right) = 11282.29 \times \left(\frac{54-30}{2} - 6 \right) = 67693.74 \text{ kgfcm}$$

$$M_{\max} = M_D = 69017.45 \text{ kgfcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{52058.16}{2339.24} \times (15 + 2.5 - 3.31) = 418.69 \text{ kgf /cm}^2$$

Bu kesite gelen kesme kuvveti $Q_{\max} = D = 13146.18 \text{ kgf}$

$$S = 2.5 \times 39 \times \left(3.31 - \frac{2.5}{2} \right) + 2 \times 1 \times \left(\frac{3.31 - 2.5/2}{2} \right)^2 = 204.99 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \times S}{I \times 2t_g}$$

$$\tau_{\max} = \frac{13146.18 \times 204.99}{2339.24 \times 2 \times 1} = 576.01 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leq 0.75 \sigma_a$$

σ_v : kıyaslama gerilmesi

$$\sigma_v = \sqrt{418.69^2 + 576.01^2} = 712.10 \leq 0.75 \times 3600 = 2700 \text{ kgf /cm}^2$$

Guse levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin kontrolü

Taban levhasının statik moment;

$$S = 2.5 \times 39 \times (3.31 - 1.25) = 200.85 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{1128.75 \times 200.85}{2339.24 \times 4 \times 0.5} = 1128.75 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{69017.45}{2339.24} \times (3.31 - 1.25) = 60.79 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1128.75^2 + 60.79^2} = 1130.39 \leq 0.75 \times 3600 = 2700 \text{ kgf /cm}^2$$

Kolon gövdesindeki kaynak dikişlerinin kontrolü

Kolon gövdesindeki kaynak uzunluğu 25 cm olup kaynak kalınlığı 0.5 cm'dir.

$$\tau_k = \frac{V_x}{F} = \frac{733.71}{2 \times 0.5 \times (25 - 2 \times 0.5)} = 30.57 \text{ kgf /cm}^2$$

Yatay kuvvetlerin temele aktarılmasının kontrolü

Bir adet bulonun güvenle aktaracağı kesme kuvvet;

$$P_{em} = \tau_{em} \times F = 2700 \times 3.14 \times \frac{(0.86 \times 1.8)^2}{4} = 5078.97 \text{ kgf}$$

$$\sum P_{em} = 6 \times 5078.97 = 30473.82 \text{ kgf} > V_x = 733.71 \text{ kgf}$$

Ankraj boyunun belirlenmesi

Bir adet bulonun aktarması gereken çekme kuvveti daha önce $P = 3760.76 \text{ kgf}$ olarak hesaplanmıştı. Aderans emniyet gerilmesi $\tau_{a,em} = 4 \text{ kgf /cm}^2$ olarak hesaplara dahil edilecektir.

$$\ell_{gerekli} \geq \frac{P}{u \times \tau_{a,em}}$$

u : bulonun çevresi

$$\ell_{gerekli} \geq \frac{3760.76}{3.14 \times 1.8 \times 4} = 166.35 \text{ cm}$$

Bu durumda ankraj boyu yetersiz olmaktadır. Oluşan çekme kuvvetlerinin güvenle aktarılabilmesi için ankraj çubuğunun ortasına ve sonuna 10x10x1 cm ebatında birer adet plaka monte edilecektir. Ayrıca ankraj boyu 100 cm olarak alınacaktır. Bu durumda bir bulonda basınç ile aktarılan kuvvet;

$$Z = 2 \times (10^2 - 3.14 \times 1.8^2 / 4) \times 70 = 13643.92 \text{ kgf}$$

Aderans ile aktarılabilecek kuvvet;

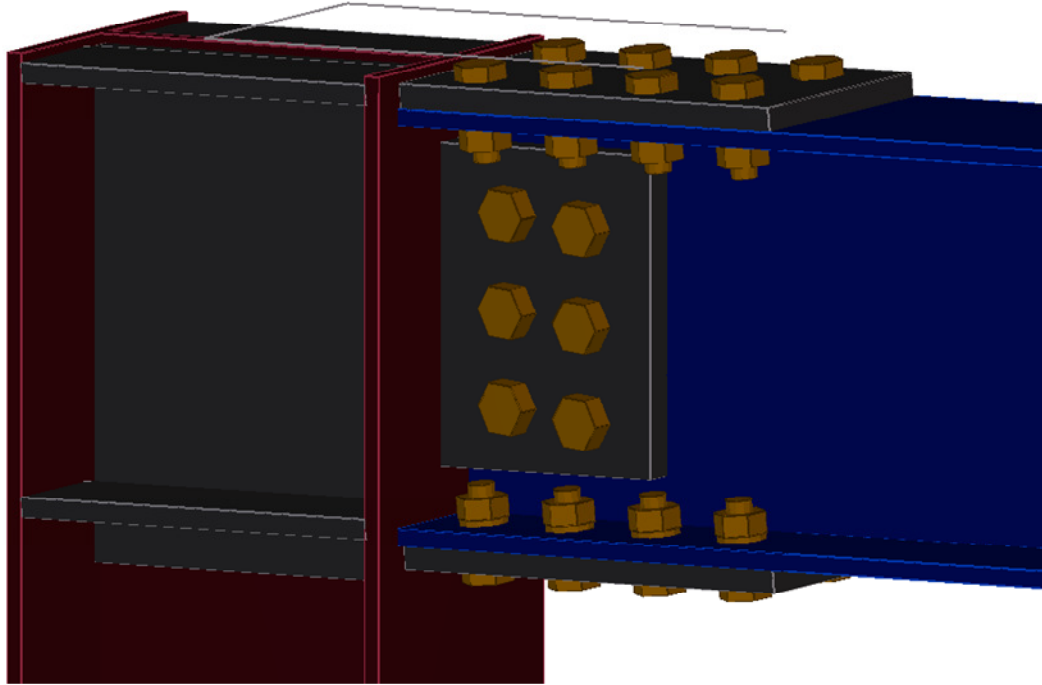
$$Z = 4 \times 3.14 \times 1.8 \times 100 = 2260.80 \text{ kgf}$$

Bir adet ankraj çubuğu ile aktarılacak toplam çekme kuvveti;

$$\Sigma Z = 13643.92 + 2260.80 = 15904.72 \text{ kgf} > 3760.76 \text{ kgf}$$

7.2 Kolon Kiriş Birleşimi hesabı

Kolon kiriş birleşim hesabı DBYBHY 2007 bölüm 4.3.4'te belirtilen hususlar göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Birleşimin 0.04 radyan göreceli kat ötelemesi açısını sağlayabilmesi için bilgilendirme eki 4A bölüm 4A.2.3 başlığı altında verilen birleşim tipi uygulanmıştır. Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin $0.8 \times 1.1 \times D_a$ daha az olmayacaktır. Ayrıca düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının $R = 1.5$ değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır. Birleşimin dizaynında söz konusu iki durumdan küçük olanı dikkate alınacaktır. Kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi hesaplanırken plastik mafsallın oluştuğu yerden dolayı ek momentler dikkate alınmıştır.



Şekil 7.7 Kolon Kiriş Birleşim Detayı

Birleşimin uygulama sınırları;

$$\text{Kiriş enkesit yüksekliği} = 270 \text{ mm} < 800 \text{ mm}$$

Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı = $2134/27 = 79.04 \geq 8$

Kiriş başlık kalınlığı = $10.2 \leq 20$ mm

Kolon enkesit yüksekliği = $300 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$

Bulon sınıfı : ISO 10.9

Bulon boyutu : M16 < M30

Başlık levhası bulonlarının öngerme koşulları : tam öngerme

Ek başlık levhası malzeme sınıfı : Fe 52

Ek başlık levhası kaynağı : tam penetrasyonlu küt kaynak

Kiriş kapasite eğilme momenti;

Eğilme momenti kapasitesi : $M_p = W_p \sigma_a$

$$M_p = 484 \times 3600 = 17.42 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

Plastik mafsalsın oluşma yeri;

$$S_h = \frac{h}{2} + L_p \quad (7.9)$$

S_h : plastik mafsalsın kolon yüzünden uzaklığı

h : kolon enkesitinin yüksekliği

L_p : ek levhasının kiriş doğrultusundaki uzunluğu

Başlık ek levhası ön seçim olmak üzere 350x135x15 olarak seçilmiştir.

$$S_h = \frac{30}{2} + 35 = 50 \text{ cm}$$

plastik mafsalda oluşacak olası kesme kuvveti:

$$V_p = \frac{M_p + M_p + Pl' / 2 + wl'^2 / 2}{l'} \quad (7.10)$$

P : kirişin maruz kaldığı tekil yükler

w : kirişin maruz kaldığı yayılı yükler

l' : plastik mafsalsın bölgeleri arasındaki uzaklık

$$V_p = \frac{2 \times 17.42 \times 10^5 + 0 + 0.01 \times (2134 - 2 \times 50)^2 / 2}{(2134 - 2 \times 50)} = 1723.05 \text{ kgf}$$

Kolon yüzünde oluşan moment;

$$M = M_p + V_p \times S_h \quad (7.11)$$

$$M = 17.42 \times 10^5 + 1723.05 \times 50 = 18.28 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

$$0.8 \times 1.1 \times D_a \times M = 0.8 \times 1.1 \times 1.1 \times 18.28 \times 10^5 = 17.70 \times 10^5 \text{ kgfcm}$$

Bu durumda kolon kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı;

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1 D_a \frac{M_{pi} + M_{pj}}{\ell_n} \quad (7.12)$$

V_e : kolon kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı

V_{dy} : kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti.

ℓ_n : kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallık noktaları arasındaki uzaklık

D+S yüklemesinden $V_{dy} = 1288.94 \text{ kgf}$ olarak alınmıştır.

$$V_e = 1288.94 \pm 1.1 \times 1.1 \frac{2 \times 18.28 \times 10^5}{(2134 - 2 \times 50)} = 3463.85 \text{ kgf}$$

Bu durumda kayma bölgesinin gerekli kesme kuvveti dayanımı;

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (7.13)$$

d_b : kiriş enkesit yüksekliği

H_{ort} : düğüm noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin ortalaması

$$V_{ke} = 0.8 \times 18.28 \times 10^5 \left(\frac{1}{27} - \frac{1}{534/2} \right) = 48685.81 \text{ kgf}$$

Deprem yükü azaltma katsayısı $R = 1.5$ alınması ile düşey yükler ve depremin ortak etkisinde oluşan iç kuvvetler aşağıda verilmiştir.

$$P = -2825.16 \text{ kgf}, \quad V = 1435.25 \text{ kgf}, \quad M = 565745.48 \text{ kgfcm}$$

Görüldüğü gibi 2.durumda $M = 565745.48 \text{ kgfcm} < 0.8 \times 1.1 \times D_a \times M = 0.8 \times 1.1 \times 1.1 \times 18.28 \times 10^5 = 17.70 \times 10^5 \text{ kgfcm}$ olmaktadır. Böylece birleşim 2.durum göz önünde bulundurularak dizayn edilecektir.

Ek başlık levhasını ve bulonların kontrolları

$$N = \frac{M}{d_b} = \frac{565745.48}{27} = 20953.54 \text{ kgf}$$

Bulonlar 16 olup 2 sıralı ve toplam 6 adettir.

$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} = \frac{20953.54}{(13.5 \times 1.5 - 2 \times 1.6)} = 1228.95 \text{ kgf /cm}^2 < 3600 \text{ kgf /cm}^2$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V = 20953.54/8 = 2619.19 \text{ kgf}$$

Bir adet bulonun kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_k = A \times \tau_a = (3.14 \times (1.6)^2 / 4) \times \frac{5700}{\sqrt{3}} = 6613.39 \text{ kgf} > 2619.19 \text{ kgf}$$

$$P_{k,ezilme} = d \times t \times \sigma_a = 1.6 \times 1.5 \times 5700 = 13680 \text{ kgf} > 2619.19 \text{ kgf}$$

Kayma levhası enkesiti ve bulonların kontolları

Kayma levhası ön boyutlandırma olarak 240x150 x 15 olarak seçilmiştir. Bulonlar tek sıra 6 adet M16'dır.

$$\tau = \frac{V}{A_{net}} = \frac{1435.25}{24 \times 1.5 - 3 \times 1.6} = 46.00 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{2825.16}{24 \times 1.5} = 78.48 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leq 0.75 \sigma_a$$

$$\sigma_v = \sqrt{78.48^2 + 46.00^2} = 90.97 \leq 0.75 \times 3600 = 2700 \text{ kgf /cm}^2$$

Gövde bulonlarının tahkiki;

Bir adet bulona gelen kesme kuvveti

$$V = 1435.25/6 = 239.21 \text{ kgf}$$

$$H = \frac{M}{d_b} f = \frac{239.21 \times 13}{24} = 129.57 \text{ kgf}$$

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \quad (7.14)$$

$$R = \sqrt{239.21^2 + 129.57^2} = 272.05 \text{ kgf}$$

$$P_k = (3.14 \times 1.6^2 / 4) \times 5700 = 11454.72 \text{ kgf} > 272.05 \text{ kgf}$$

Kayma bölgesi kontrolleri

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right)$$

$$V_{ke} = 0.8 \times 18.28 \times 10^5 \left(\frac{1}{27} - \frac{1}{534/2} \right) = 48685.81 \text{ kgf}$$

Deprem yükü azaltma katsayısı $R = 1.5$ alınması ile düşey yükler ve depremin ortak etkisinde oluşan iç kuvvetler aşağıda gibidir.

$$P = -2825.16 \text{ kgf}, \quad V = 1435.25 \text{ kgf}, \quad M = 565745.48 \text{ kgfcm}$$

2. durumda daha küçük iç kuvvetler oluştuğundan kontroller bu kuvvetlere göre yapılacaktır.

$$V_{ke} = 0.8 \times 18.28 \times 10^5 \left(\frac{1}{27} - \frac{1}{534/2} \right) = 15067.72 \text{ kgf}$$

$$\sum V_{ke} = 15067.72 + 1435.25 = 16502.96 \text{ kgf}$$

Kayma bölgesinin V_p kesme kapasitesi;

$$V_p = 0.6 \sigma_a d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (7.15)$$

V_p : kesme kuvveti kapasitesi

d_c : kolon enkesit yüksekliği

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

b_{cf} : kolon kesitinin başlık genişliği

t_{cf} : kolon kesitinin başlık kalınlığı

d_b : kiriş enkesit yüksekliği

$$V_p = 0.6 \times 3600 \times 30 \times 0.71 \times \left[1 + \frac{3 \times 15 \times 1.07^2}{27 \times 30 \times 0.71} \right] = 50129.64 \text{ kgf} < \sum V_{ke} = 16502.96 \text{ kgf}$$

Takviye levhasının gerekliliği açıktır. Takviye levhasları iki adet 300x120x10 mm olarak seçilmiştir. Bu durumda kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_p = 0.6 \times 3600 \times 30 \times 2.71 \times \left[1 + \frac{3 \times 15 \times 1.07^2}{27 \times 30 \times 2.71} \right] = 179729.64 > \sum V_{ke} = 16502.96 \text{ kgf}$$

Kayma bölgesi takviye levhaları kolon profili başlığına tam penetrasyonlu küt kaynak ile bağlanacaktır.

Kolon gövde kalınlığı ve süreklilik levhalarının kontolları

$$t_{\min} \geq u / 180 \quad (7.16)$$

$t_{\min}$: kayma bölgesindeki en küçük levha kalınlığı

u : kayma bölgesi çevresinin uzunluğu

$$t_{\min} = 0.71 \text{ cm} \geq 2 \times (27 + 15) / 180 = 0.47 \text{ cm}$$

süreklilik levhalarının gerekliliğinin kontrolü;

$$t_{cf} \geq 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf}} \quad (7.17)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (7.18)$$

t_{cf} : kolon kesitinin başlık kalınlığı

b_{bf} : kiriş kesitinin başlık genişliği

t_{bf} : kiriş kesitinin başlık kalınlığı

$$t_{cf} = 10.7 \geq 0.54 \sqrt{135 \times 102} = 20 \text{ mm}$$

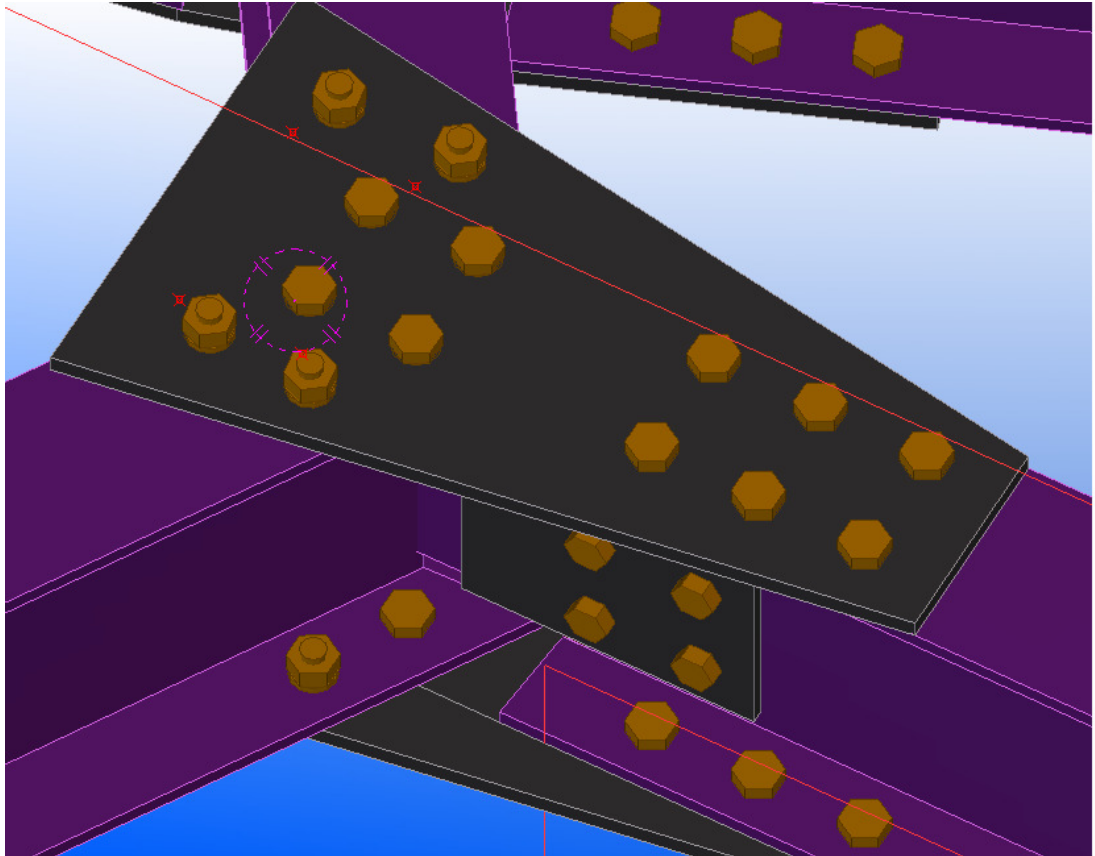
$$t_{cf} = 10.7 \geq \frac{135}{6} = 22.5 \text{ mm}$$

Her iki koşulda sağlanmadığından süreklilik levhası gerekmektedir. Kiriş enkesitin başlık kalınlığı 10.2 mm olduğundan süreklilik levhaları 275x70x15 mm olarak seçilmiştir.

Ayrıca ek başlık levhaları kolon profili başlığına tam penetrasyonlu küt kaynak ile, kayma levhası kolon profili başlığına $a = 6 \leq 0.7 \times 10.7 = 7.5$ mm köşe kaynağı ile bağlandığından bu kaynakların eğilme momenti kapasitesinin kirişin eğilme momenti kapasitesinden yüksek olacağı aşıkardır.

7.3 Kiriş - Kiriş Birleşim hesabı

Kiriş kiriş birleşimleri düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında oluşan iç kuvvetlere göre dizayn edilecektir. Deprem yükü azaltma katsayısı $R = 1.5$ alınması ile $16.D + S - 2.5E_z$ yüklemesinden oluşan iç kuvvetler aşağıda gibidir.



Şekil 7.8 Kiriş Kiriş Birleşim Detayı

$$P = -1740.00 \text{ kgf ,}$$

$$V = 640.00 \text{ kgf ,}$$

$$M = 405000 \text{ kgfcm}$$

Kayma levhası enkesiti ve bulonların kontolları

Kayma levhası ön boyutlandırma olarak 210x200x10 olarak seçilmiştir. Bulonlar çift sıra 6 adet M16'dır.

$$\tau = \frac{V}{A_{net}} = \frac{640}{21 \times 1.0 - 3 \times 1.6} = 39.51 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{1740}{21 \times 1.0} = 82.86 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leq 0.75 \sigma_a$$

$$\sigma_v = \sqrt{82.86^2 + 39.51^2} = 91.79 \leq 0.75 \times 3600 = 2700 \text{ kgf /cm}^2$$

Gövde bulonlarının tahkiki;

Bir adet bulona gelen kesme kuvveti

$$V = 640/6 = 106.67 \text{ kgf}$$

$$H = \frac{M}{d_b} f = \frac{106.67 \times 11}{21} = 55.87 \text{ kgf}$$

$$R = \sqrt{V^2 + H^2}$$

$$R = \sqrt{106.67^2 + 55.87^2} = 120.42 \text{ kgf}$$

$$P_k = (3.14 \times 1.6^2 / 4) \times 5700 = 11454.72 \text{ kgf} > 272.05 \text{ kgf}$$

Ek başlık levhasını ve bulonların kontrolları

$$N = \frac{M}{d_b} = \frac{405000}{27} = 15000 \text{ kgf}$$

Bulonlar M16 olup 2 sıralı ve toplam 6 adettir.

$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} = \frac{15000}{(13.5 \times 1.5 - 2 \times 1.6)} = 879.77 \text{ kgf /cm}^2 < 3600 \text{ kgf /cm}^2$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V = 15000/6 = 2500 \text{ kgf}$$

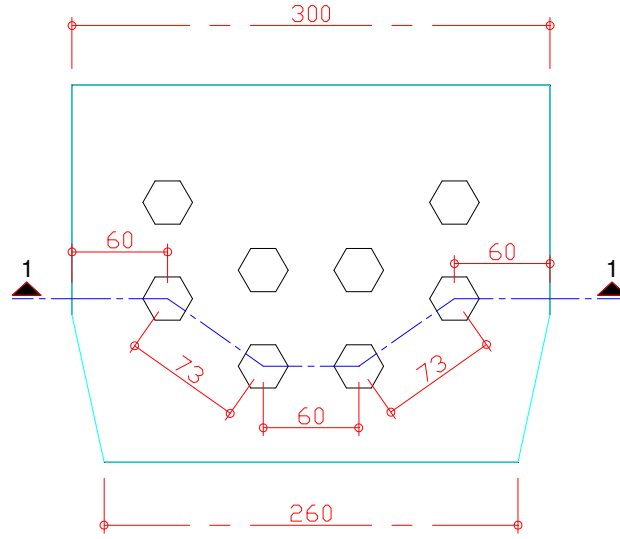
Bir adet bulonun kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_k = A \times \tau_a = (3.14 \times (1.6)^2 / 4) \times \frac{5700}{\sqrt{3}} = 6613.39 \text{ kgf} > 2500 \text{ kgf}$$

$$P_{k,ezilme} = d \times t \times \sigma_a = 1.6 \times 1.5 \times 5700 = 13680 \text{ kgf} > 2500 \text{ kgf}$$

Başlık levhasının kiriş gövdesinde kalan kısmının tahkiki için levha bilgisayar sap2000 V11’de modellenmiştir. Ayrıca levhanın tahkiki el ilede yapılp bilgisayar modeli ile karşılaştırması yapılmıştır.

Elle çözüm;



Şekil 7.9 Kiriş Kiriş Birleşimi kritik kesit

Levhanın tahkikinde 1 – 1 kesitinin en kritik kesit olacağı ön görülmüştür.

$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} = \frac{15000}{(32.6 \times 1.5 - 5 \times 1.6)} = 352.94 \text{ kgf /cm}^2 < 3600 \text{ kgf /cm}^2$$

Bulon tahkiki için bulonların eşit miktarda kesme kuvvetine maruz kalacağı düşünülmüştür.

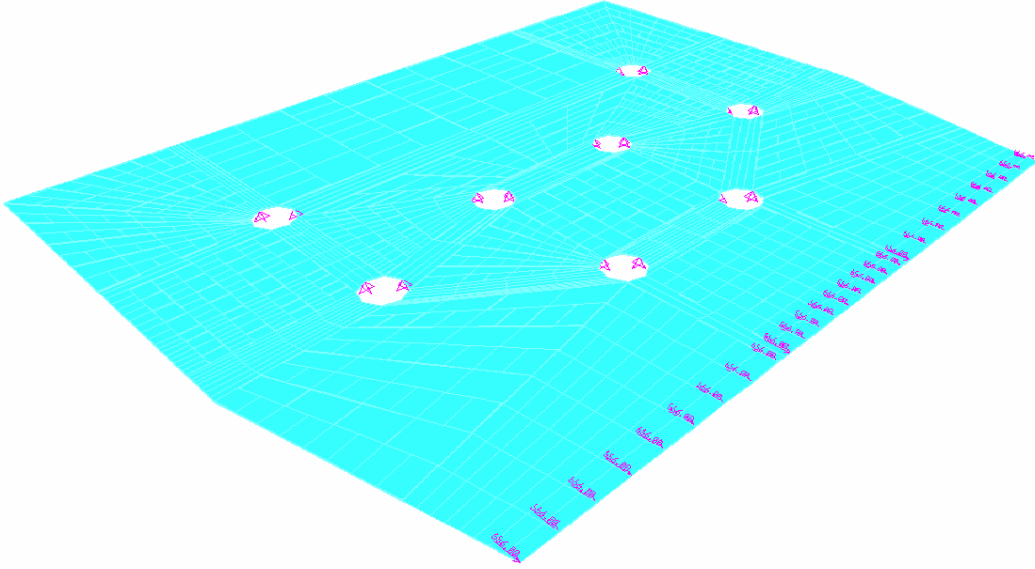
$$V = 15000/8 = 1875 \text{ kgf}$$

Bir adet bulonun kesme kuvveti kapasitesi;

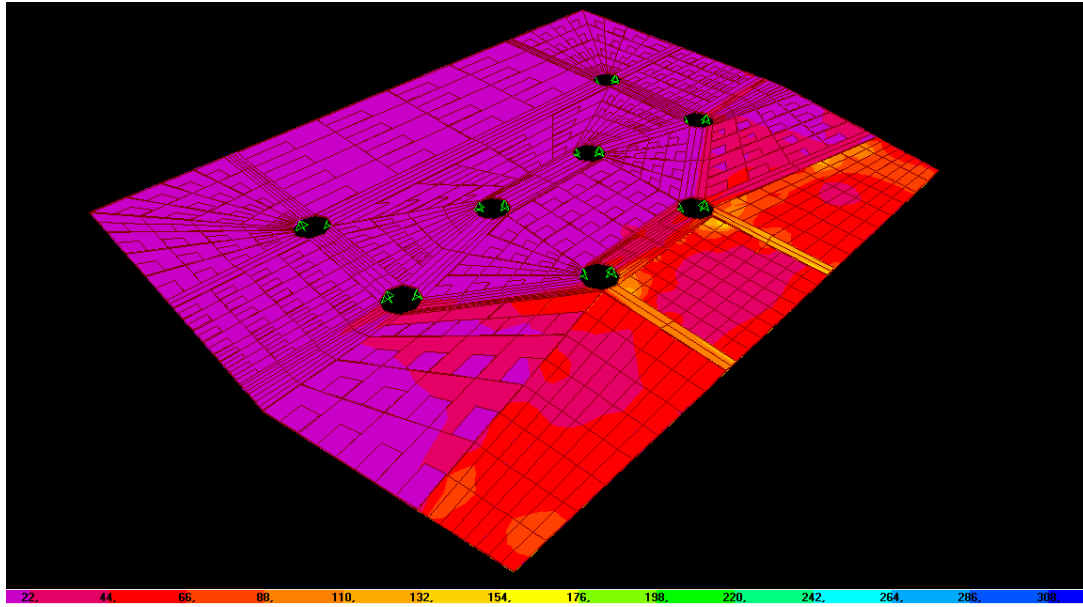
$$V_k = A \times \tau_a = (3.14 \times (1.6)^2 / 4) \times \frac{5700}{\sqrt{3}} = 6613.39 \text{ kgf} > 1875 \text{ kgf}$$

$$P_{k,ezilme} = d \times t \times \sigma_a = 1.6 \times 1.5 \times 5700 = 13680 \text{ kgf} > 1875 \text{ kgf}$$

Bilgisayar modeli ile çözüm;



Şekil 7.10 Kiriş Kiriş Birleşimi Statik Modeli



Şekil 7.11 Ek başlık levhasının gerilme diyagramı

Levhada oluşan maksimum gerilme;

$$\sigma = 321.71 \text{ kg/cm}^2 < 3600 \text{ kg/cm}^2$$

Bir adet bulona gelen kesme kuvveti;

$$P_{\max} = 4078 \text{ kgf}$$

Bir adet bulonun kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_k = A \times \tau_a = (3.14 \times (1.6)^2 / 4) \times \frac{5700}{\sqrt{3}} = 6613.39 \text{ kgf} > 4078 \text{ kgf}$$

8. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada dönel simetrik forma sahip bir banka binası yatay ve düşey yükler altında incelenmiştir. Banka binası merkezinde yıldız biçimli bir ring elemanı ile birbirine bağlanan 20 adet çerçeveden oluşmaktadır. Yapının planda genişliği 21.34 metre ve yüksekliği 6.14 metredir. Yapı çeliği olarak St 52 kullanılmıştır. Bina süneklik düzeyi yüksek sistem olarak tasarlanmıştır. Çatı ağırlığı toplam 20,95 ton olarak hesaplanmıştır. Buna göre çatı ağırlığı $58,59 \text{ kg/m}^2$ 'dir.

Binanın statik modeli üç boyutlu olarak sap2000 V11 statik analiz paket programı ile oluşturulmuştur. Gerekli imalat çizimleri xsteel V13 ile üç boyutlu olarak yapılmıştır. Yapıya etkitilecek zati yükler bilgisayar programı yardımı ile direkt olarak verilmiştir. Kar yüklemesi için ise TS 7046 referans alınmıştır. Sistem çatısının şed formunda olmasında dolayı kar birikmesi olacağı gözönünde bulundurulmuştur. Rüzgar yüklemesi kanada standardı dikkate alınarak yapılmıştır. Kanada standardı iki nedenden dolayı tercih edilmiştir. İlki TS 498 standardının bu forma sahip bir yapıya uygulanabilecek bir rüzgar yükü içermemesi, ikincisi ise rüzgarın darbe etkisinin gözönünde bulundurulmak istenmesidir. Rüzgar yükleri kolonlara açılırları dikkate alınarak tek tek uygulanmıştır. Rüzgarın darbe etkisi ise dinamik etkiye eşdeğer bir statik yük olarak hesaplanmıştır. Genel bir bakış ile TS 498 standartına göre 2-3 kat daha büyük yüklerin olduğu söylenebilir. Deprem yüklemesi için tepki spektrumu yöntemi kullanılmıştır. Yapının taşıyıcı sisteminin özelliğinden dolayı eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanmasının uygun olmayacağı düşünülmüştür. Yeni yönetmelikte düşey deprem etkisi bulunmamasına rağmen yapının geniş açıklıklı olması ve çerçevelerin merkezde bir ring ile bağlandığı gözönünde bulundurulurken düşey deprem etkilerinin kritik olabileceği öngörülmüştür. Genel bir görüş olarak yatay deprem etkilerinin yarısı düşey olarak yapıya uygulanmıştır. Yapılan analizlerde bu tür bir yapıda boyutlandırmada düşey yüklerin dominant bir etkiye sahip olduğu görülmüştür.

Yapı elemanlarının birleşimlerinde yeni deprem yönetmeliğinin süneklik düzeyi yüksek yapılar için önerdiği birleşimlerden biri kullanılmıştır. Ancak DBYBHY 2007’ de verilen bilgilerle yetinilmemiş olup literatürdeki diğer kaynaklarda incelenmiştir. Yapılan incelemelerde bu tür birleşimlerin deneylerinin sadece St 52 için yapıldığı saptanmıştır. Dolayısı ile bu birleşimlerin St 37 için aynı dönme değerlerini sağlayıp sağlamadığının ispatlanması gerektiği açıktır.

KAYNAKLAR

- Celep, Z. J., ve Kumbasar, N.,** 2001. Yapı Dinamiği, Rehber Matbaacılık, İstanbul.
- Celep, Z. J., ve Kumbasar, N.,** 2000. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, İstanbul.
- Clough, R.W., ve Penzien, L.,** 1975. Dynamics of Structures, McGraw-Hill, New York.
- DBYBHY 2007,** 2007. Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik, *Bayındırlık Bakanlığı*, Ankara.
- Deren, H., Uzgider, E., Piroğlu, F.,** 2003. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- Eyyubov, C.,** 2004. Çelik Yapılar 1.Cilt, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- İMO-02.R01,** 2007. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, İMO İstanbul şubesi çelik yapılar komisyonu, İstanbul.
- Odabaşı, Y.,** 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta Yayınevi, İstanbul.
- Öztürk, A.Z.,** 2002. Çelik Yapılar Kısa Bilgi ve Çözülmüş Problemler, İstanbul.
- The National Building Code of Canada,**1985.Part 4
- TS-498,** 1984.Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS-648,** 1985.Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS-3357,** 1979.Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

EKLER

EK 1 : Kolon ayağı yerleşim planı

EK 2 : Çatı planı

EK 3 : Üç boyutlu görünüş ve enkesit görünüşü

EK 4 : Kolon ve B1 kirişi ölçüleri

EK 5 : B2 ve B3 kirişi ölçüleri

EK 6 : B4, B5 ve B6 kiriş ölçüleri

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Halit Özeren

Doğum Yeri ve Tarihi: Diyarbakır – 26.03.1981

Adres:

Lisans Üniversitesi: Dokuz Eylül Üniversitesi