

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BURULMA ETKİSİNDEKİ BİR SANAYİ YAPISININ YENİ
DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE
BOYUTLANDIRILMASI**

**Y.LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Necati ÖZLER**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

KASIM 2008

**BURULMA ETKİSİNDEKİ BİR SANAYİ YAPISININ YENİ
DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE
BOYUTLANDIRILMASI**

**Y.LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Necati ÖZLER
(501031043)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 1 Ekim 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 23 Ekim 2008**

**Tez Danışmanı : Doç.Dr. E. Filiz PİROĞLU
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Erdoğan UZGİDER (İ.T.Ü.)
Prof.Dr. Zafer ÖZTÜRK (Y.T.Ü.)**

KASIM 2008

ÖNSÖZ

İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Bölümü Yapı Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu projede Almanya'da 1957-1960 yılları arasında deprem yüklemesi gözönüne alınmadan yapılmış olan ve bir kaza yangını sonucu yıkılan çelik Gebrüder Sulzer AG. binasının yeni deprem yönetmeliğine göre süneklik düzeyi yüksek dışmerkez perdelerle tamamı çelik olarak boyutlandırılması yapılmıştır.

1999 Düzce ve İzmit depremlerinden sonra mal sahipleri, yüklenici firmalar özellikle sanayi yapılarında çelik yapıyı tercih etmeye başlamışlardır. Bu tercih çelik yapının öneminin kavranmasıyla, firmaların bilgi ve tecrübelerinin artması, yeterli kalifiye elemanın yetişmesi ile de yakından ilişkilidir.

Çalışmalarım süresince değerli fikir ve tecrübelerinden yaralandığım, öncelikle sayın hocam Doç. Dr. Filiz PİROĞLU'na, tezin şekillenmesine yardımcı olan Sayın Prof. Dr. Erdoğan UZGİDER'e ve Sayın Prof. Dr. Zafer ÖZTÜRK'e, yapının statik analizi konusunda yardımlarını esirgemeyen Doç. Dr. Özden ÇAĞLAYAN'a ve Araş. Gör. Dr. Kadir ÖZAKGÜL'e, tezin incelenmesinde ve formatında yardımcı olan Araş. Gör. Aydın ÖZMUTLU'ya, fikirleri ve destekleriyle yanımda olan mühendis arkadaşlarıma, bana sınırsız akademik çalışma imkanı tanıyan çalıştığım şirketin kurucusu ve ortaklarından Mustafa DORALP ve Sedat YILDIRIM'a , sabır ve desteğini esirgemeyen aileme ve nişanlım Duygu BAYHAN'a teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Kasım, 2008

Necati ÖZLER

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
SEMBOL LİSTESİ	viii
ÖZET	ix
SUMMARY	x
1.GİRİŞ	1
1.1 Giriş	1
1.2 Çalışmada Yapılan Kabuller ve Kullanılan Malzemeler	3
2. SİSTEMİN YÜK ANALİZİ	15
2.1 Sabit Yükler	15
2.2 Kar Yüğü	18
2.3 Kren Vinci Yüklemeleri için Hesap	25
2.4 Rüzgar Yükleri İçin Hesap	25
2.5 Kütle Hesabı	26
3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	31
3.1 Aşıkların Boyutlandırılması	31
3.1.1 Kar Yığılması Bölgesinde Aşıkların Boyutlandırılması	35
3.1.2 Fenerlikler İçin Aşık Hesabı	42
3.2 Kolonların Boyutlandırılması	44
3.2.1 Orta Kolonların Boyutlandırılması	48
3.3 Makas Elemanlarının Boyutlandırılması	75
3.3.1 Makas-1 Elemanlarının Boyutlandırılması	75
3.3.2 Makas 2 Elemanlarının Boyutlandırılması	84
3.4 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Hesabı	84
3.5 Kren Kirişi Hesabı	103
3.5.1 1250 kN'luk Kren Kirişi İçin Hesap	103
3.5.2 500 kN'luk Kren Kirişi İçin Hesap	119
3.6 Radye Temelin Boyutlandırılması	119
4.ELEMAN BİRLEŞİMLERİNİN DETAYLANDIRILMASI	128
4.1 Dışmerkez Elemanların Birleşim Hesabı	128
4.2 HEB700 Kolonu Ek Hesabı	136
4.3 HEB140 Makası Ek Hesabı	142
4.4 HEB700 Mafsallı Kolon Ayağı Hesabı	145
4.5 HEB340 Mafsallı Kolon Ayağı Hesabı	150
5. MALİYET ANALİZİ	156
5.1 Yapının Çelik ve Betonarme Metrajı	156
5.2 Birim Fiyatlar ve Tarifleri	156

5.3 Yapının Toplam Maliyeti	157
6. SONUÇLAR	158
KAYNAKLAR	161
EK A	162
EK B	179
EK C	180
ÖZGEÇMİŞ	181

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1 : Kaynak Gerilmeleri.....	4
Tablo 1.2 : Deprem Bölgesi.....	8
Tablo 1.3 : Bina Önem Katsayıları.....	8
Tablo 1.4 : Spektrum Karakteristik Periyotları.....	9
Tablo 1.5 : Modal Kütle Katılım Yüzdeleri.....	11
Tablo 1.6 : Taban Kesme Kuvvetleri.....	13
Tablo 3.1 : Taşıyıcı Sistem Türü.....	45
Tablo 3.2 : Yapı Çeliği ve Eleman Türü.....	46
Tablo 3.3 : 1 No'lu Kolon Kısım (kN-cm).....	48
Tablo 3.4 : 2 No'lu Kolon Kısım.....	54
Tablo 3.5 : 3 No'lu Kolon Kısım.....	61
Tablo 3.6 : 4 No'lu Kolon Kısım.....	67
Tablo 3.7 : Kolon Diagonalleri.....	71
Tablo 3.8 : Kolon Diagonalleri Grup1.....	72
Tablo 3.9 : Kolon İçin Hesaplanan ve Seçilen Kesitler.....	73
Tablo 3.10 : Kolon Yatay Bağlantı Elemanları.....	74
Tablo 3.11 : Makas Alt Başlığı.....	75
Tablo 3.12 : Makas Üst Başlığı.....	76
Tablo 3.13 : Makas Sehimini.....	82
Tablo 3.14 : Makas Bina1 Grup1 Elemanları.....	83
Tablo 3.15 : Hesaplanan ve Seçilen Kesitler.....	83
Tablo 3.16 : Makas Dikmeleri Bina1 Grup6.....	83
Tablo 3.17 : Bağ kirişi.....	85
Tablo 3.18 : ψ Katsayıları.....	104
Tablo 3.19 : ϕ Katsayıları.....	104
Tablo 3.20 : Değişken Zorlanma Katsayıları.....	117
Tablo 4.1 : HEB700 Kolona gelen mesnet tepkileri (kN – cm).....	146
Tablo 4.2 : HEB340 Kolona gelen mesnet tepkileri (kN – cm).....	150

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Gebrüder Sulzer AG Binası.....	1
Şekil 1.2 : Binanın Yangında Hasar Görmüş Hali.....	2
Şekil 1.3 : Binanın Yapım Aşamasındaki Durum.....	2
Şekil 1.4 : Statik Sistemin 3 Boyutlu Görünüşü.....	3
Şekil 1.5 : Burulma Düzensizliği Durumu: $\eta b_i > 1,2$	5
Şekil 1.6 : Statik Yapı Plan Görünüşü.....	7
Şekil 1.7 : Özel Tasarım İvme Spektrumu.....	9
Şekil 2.1 : Aşık Yük Alanı.....	16
Şekil 2.2 : Kar Birikimi için Şekil Katsayısı.....	19
Şekil 2.3 : Kar Birikim Genişliği.....	20
Şekil 2.4 : Aşık Aralığı $a=1,5$ m için Kar Birikim Genişliği.....	21
Şekil 2.5 : Fenerlik Çatı Durumu.....	22
Şekil 2.6 : Fenerlik Kar Yığılma Bölgesi.....	23
Şekil 2.7 : Rüzgar Yük Katsayıları.....	26
Şekil 3.1 : Aşık Çatı Planı.....	31
Şekil 3.2 : İki Açıklıkta Sürekli Kiriş İçin Moment Değerleri.....	32
Şekil 3.3 : Aşığa Etkiyen Yayılı Yük Değeri.....	32
Şekil 3.4 : Fenerlik Aşık Çatı Planı.....	42
Şekil 3.5 : Bağ Kirişine Etki Eden Kesme Kuvveti.....	47
Şekil 3.6 : Orta Kolon Burkulma Boyları.....	47
Şekil 3.7 : HEB700 Profili.....	48
Şekil 3.8 : HEA800 Profili.....	61
Şekil 3.9 : Kolon Diagonal Elemanları.....	74
Şekil 3.10 : Makaslı Diagonalleri.....	82
Şekil 3.11 : Kat Kirişi Takviye Plakaları.....	93
Şekil 3.12 : Rijitlik Levhaları.....	97
Şekil 3.13 : Kren Yatay Yükleme-1.....	105
Şekil 3.14 : Kren Yatay Yükleme-2.....	105
Şekil 3.15 : Kren Kirişi Tarafsız Eksenini.....	108
Şekil 3.16 : İki Açıklıkta Çalışan Kiriş Moment Diyagramı.....	112
Şekil 3.17 : Radye Temel Üç Boyutlu Çökmeler.....	120
Şekil 3.18 : D +W +T Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi.....	121
Şekil 3.19 : Radye Temelin Uzun Kolon Alt Bölgelerinde Derinleşmesi.....	122
Şekil 3.20 : Radye Temele Gelen Yük Tipleri.....	123
Şekil 3.21 : Normal Kuvvet ve Momentin Gerilme Yayılışı.....	126
Şekil 4.1 : Düğüm Noktası Serbest Cisim Diyagramı.....	128
Şekil 4.2 : Kuvvet Yönleri.....	130
Şekil 4.3 : Kolon Kiriş Birleşim Noktası Kuvvetleri.....	132
Şekil 4.4 : Dışmerkezlik Çaprazı.....	134
Şekil 4.5 : Ara Bağlantı Plakası.....	135

Şekil 4.6	: Kiriş Levha Birleşimi.....	135
Şekil 4.7	: Kolon Eki.....	137
Şekil 4.8	: Kolon Eki Enine Kesiti.....	139
Şekil 4.9	: Kolon Eki Enine Kesiti-2.....	140
Şekil 4.10	: Gövde Bulonları.....	140
Şekil 4.11	: Makas Eki.....	143
Şekil 4.12	: HEB700 Kolon Ayak Detayı.....	147
Şekil 4.13	: HEB700 Kolon Ayağı Izgara Profilleri.....	148
Şekil 4.14	: Taban Levhası Ölçüleri.....	152
Şekil 4.15	: HEB340 Kolonu Kolon Ayağı.....	153
Şekil 4.16	: HEB340 Kolonu Yandan Görünüşü.....	154

SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı
A(T)	: Spektral İvme Katsayısı
A_o	: Etkin Yer İvmesi Katsayısı
B	: Genişlik
B_w	: Kirişin gövde genişliği, perdenin gövde kalınlığı
d	: Kirişin faydalı yüksekliği
e	: Bağ kirişi boyu
E	: Deprem yükü simgesi
G	: Sabit yük simgesi
H	: Gövde levhası yüksekliği
f_{cd}	: Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{yd}	: Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
g	: Yerçekimi ivmesi
I	: Bina Önem Katsayısı
M_{pl}	: Eğilme momenti kapasitesi
R	: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
S(T)	: Spektrum Katsayısı
T	: Bina doğal titreşim periyodu [s]
t_w	: Gövde kalınlığı
t_f	: Flanş kalınlığı
V_d	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
V_{tB}	: Mod Birleştirme Yöntemi'nde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda modlara ait hesaplanan kesme kuvveti
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
σ_a	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{bem}	: Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi
σ_{em}	: Emniyet gerilmesi
β	: Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
Ω_o	: Büyütme katsayısı

BURULMA ETKİSİNDEKİ BİR SANAYİ YAPISININ YENİ DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE BOYUTLANDIRILMASI

ÖZET

Bu tez çalışmasında deprem yüklerine göre boyutlandırılmamış, çelik taşıyıcı sistemden oluşan mevcut fabrika yapısının dışmerkez güçlendirilmiş, süneklik düzeyi yüksek, sadece çelik taşıyıcı sistemden oluşacak, şekilde yatay ve düşey yükler altında, statik ve çelik hesapları yapılmıştır.

Yapının , 1. derece deprem bölgesinde ve Z4 sınıfı zemin üzerinde yer aldığı kabul edilmiştir. Yapıda malzeme olarak C25 kalitesinde betonarme betonu ve S420 kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır. Zemin Emniyet Gerilmesi 250 KN/m^2 , zemin düşey yatak katsayısı 40000 KN/m^3 alınmıştır. Yapıda kullanılan çelik profiller ve levhalar St52 kalitesindedir.

Yapının taşıyıcı modelinin üst yapısının çözümü üç boyutlu olarak SAP2000 programında yapılmıştır. Yapının çok uzun olması nedeniyle 70 metrede bir derz konulmuştur. Bu nedenle yapı iki modülden oluşmaktadır. Bu şekilde yaklaşım, hem yapının çözümlenmesi aşamasında hesaplama süresini azaltmış, hem de kullanım aşamasında hiperstatiklik derecesi çok fazla olan, çok uzun binalarda etkili olan ısı değişim etkisinin azaltılması sağlanmıştır.

Yüklerin belirlenmesinde düşey yükler için TS498 (Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri), deprem yükleri "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Yönetmelik-2007" kurallarına göre belirlenmiştir.

Yapı ile ilgili çizimler Tekla Structure v.12 ve Autocad programıyla yapılmıştır. Bu çizimler aşağıdaki sıra ile verilmiştir.

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

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

DESIGN OF A STEEL STRUCTURE WITH A TORSIONAL FORCES BY USING THE RULES OF TURKISH CODE "REGULATIONS FOR BUILDINGS OF DISASTERS REGIONS"

SUMMARY

The main objective of this study is to re-design a special occupancy structure , which consist of steel frames considering also the earthquake loads and eccantrical bracing system in order to achive high ductility level.

It is assumed that the structure is based in the first degree earthquake zone and the Z4 class ground. In the structure the quality of C25 concrete and the quality of S420 reinforced concrete steel bars are used. Also, the ground safety tension 250 KN/m², ground vertical coefficient 40000 KN/m³ are assumed. Steel profiles and plates are ST52 qualified.

The SAP2000 is used as a computational program to analyze the superstructure. The structure is too long, so expansion joint is designed for every 70 meters. This approach not only reduces the calculation time of the structure, but also diminishes the effect of the temperature changes within the building that has a considerable amount of degrees of freedom.

In order to determine loads, for the vertical loads TS498 (Design Loads For Buildings). Earthquake loads are utilized according the rules of Turkish Code called " Regulations For Buildings Of Disasters Regions".

Drawings for the structure is prepared by Tekla Structure v.12 and Autocad program. These drawings are in order as follows:

- Disposition Plan,
- Connection Details,
- Basic Plan and Details.

31.GİRİŞ

1.1 Giriş

Sunulan bu tez çalışmasında kullanılan yapı 1957-1960 yılları arasında Almanya'da deprem yüklemesi gözönüne alınmadan yapılmış olan (bkz. Şekil 1.1) [12] ve bir kaza yangını sonucu yıkılan Gebrüder Sulzer AG. Binasıdır.(Bkz. Şekil 1.2) [9] .

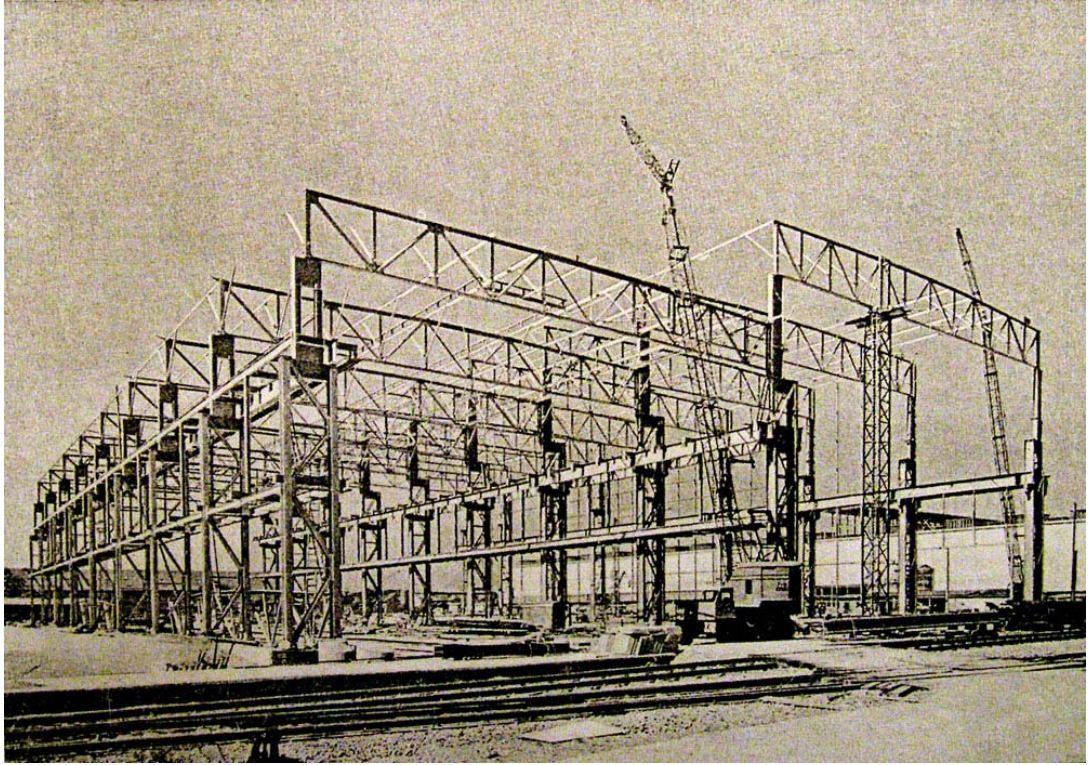
Bu çalışmada, bir doğrultuda simetrik, diğer doğrultuda simetrik olmayan çelik endüstri yapısının TS648, TS500, Yeni Deprem Yönetmeliği ve ihtiyaç duyulduğunda diğer standartlara göre detaylı boyutlandırılması amaçlanmıştır. Bilinen hesapların yanında daha çok Yeni Deprem Yönetmeliği'ni ilgilendiren konular üzerinde durulmuştur. Üstü kırık kirişli fener ve çepeçevre pencere bantlarıyla doğal gün ışığıyla aydınlatılması planlanan bu fabrika yapısının mimari planları örnek alınarak sistem tasarımına gidilmiştir.



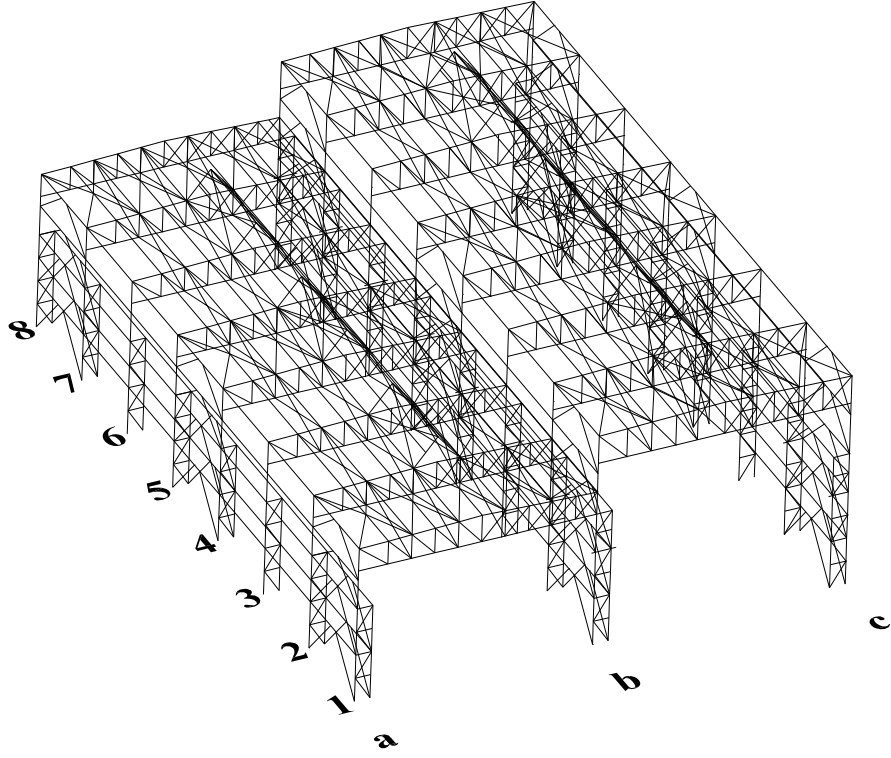
Şekil 1.1: Gebrüder Sulzer AG Binası



Şekil 1.2: Binanın Yangında Hasar Görmüş Hali



Şekil 1.3: Binanın Yapım Aşamasındaki Durum



Şekil 1.4: Statik Sistemin 3 Boyutlu Görünüşü

1.2 Çalışmada Yapılan Kabuller ve Kullanılan Malzemeler

Yapıda aks aralıkları 12 metre olan 7 makas aralığı vardır. Çatı makası açıklıkları 28,5 metre olan iki bölüm mevcuttur. Yapı statik detayları dispozisyon planında mevcuttur. Çatı makası üzerinde 2 ve 8 aksları arasında kırık kirişli fenerlik mevcuttur. Şekil 1.4'te görülen yapıdan iki adet arka arkaya bulunmaktadır. Yapılar ayrı olarak çalıştıkları için statik sistem tek bir yapı için çözülmüştür.

Endüstri yapısı, +11.000 kotunda 2 adet 500 kN ve 15.550 kotunda 1 adet 1250 kN'luk kren kirişi barındıran iki gözlü bir hal yapısıdır. Statik sistemi Şekil 1.4'de görülmektedir.

Yapının yatay deprem analizinde x ve y doğrultuları için modal analizde çıkan en yüksek kütle katılım oranları, yapının o yöndeki karakteristik periyodu olarak kullanılmıştır.

Yapının modal analiz sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri , Yeni Deprem Yönetmeliği'ne göre hesaplanan taban kesme kuvvetine göre uygun katsayılarla çarpılarak aynı düzeye getirilmiştir.

Yapıda enine doğrultuda deprem yüklerinin tamamı, tam mafsallı, dipten ankastre kolonlar tarafından taşınmakta olup, taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R= 4$ alınmıştır. Boyuna doğrultuda ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı perde tercih edilmiş, taşıyıcı sistem davranış katsayısı olarak $R= 7$ alınmıştır. Alınan R değerleri için Yeni Deprem Yönetmeliği'ndeki Tablo 2.5 kullanılmıştır [1].

Yapı sisteminin ve kesitlerin tasarımında diğer profillere ve sistemlere göre imalat kolaylığı, piyasada bulunurluk ve kalite açısından Arcelor-Mittal profilleri kullanılmasına özen gösterilmiştir. Malzeme tüm yapıda St52 olarak hesaplanmıştır.

Aşıkların tasarımında iki açıklıkta sürekli kısımlarda ortadan tek gergili sistem en uygun çözüm olarak saptanmış, fenerlik kısımlarda ise iki açıklıkta sürekli ve ortadan tek gergili sistemin en uygun olduğu belirlenmiştir.

Yapıda malzeme mukavemeti (10.9) olan yüksek mukavemetli bulonlar için DIN 6914 normu kullanılmıştır [3] . Kaynak malzemesi değerleri için piyasada bulunan bir elektrodun değerleri alınmıştır.

AS- SG3 Gazaltı Teli (Askaynak)

Akma: $\sigma_a = 470 \text{ N/mm}^2$

Çekme: $\sigma_d = 570 \text{ N/mm}^2$

Yukarıdaki bilgilerden İMO-02/2008 Tablo 7.1 [8] yardımıyla aşağıdaki tablo çıkarılabilir.

Tablo 1.1: Kaynak Gerilmeleri

Küt Kaynak	Çekme-Basınç	24 kN/cm ²	27,6 kN/cm ²
Küt Kaynak	Kayma	17,1 kN/cm ²	19,67 kN/cm ²
Köşe Kaynak	Basınç- Çekme	24 kN/cm ²	27,6 kN/cm ²
Köşe Kaynak	σ_v Kıyaslama - Kayma	17,1 kN/cm ²	19,67 kN/cm ²

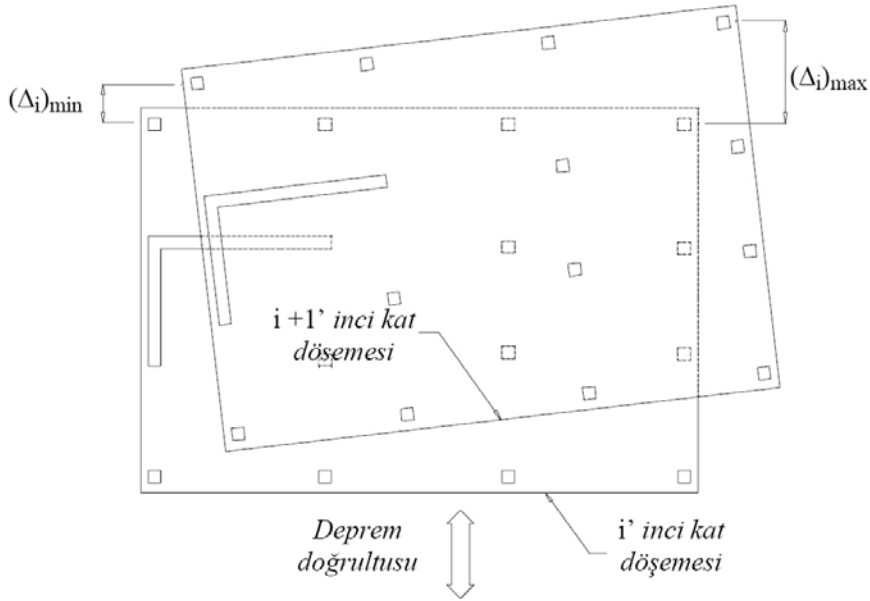
Düzensizlik Kontrolü:

Yapının mimari yapısı itibariyle sadece A1 burulma düzensizliği kontrolü yapılacaktır [1] .

A1 – Burulma Düzensizliği :

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görel kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görel ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı η_b 'nin 1,2'den büyük olması durumu (Şekil 1.5).

$$[\eta_b = (\Delta_i) / (\Delta_i)_{ort} > 1,2] \quad (1.1)$$



Şekil 1.5: Burulma Düzensizliği Durumu: $\eta_b > 1,2$

Döşemelerin kendi düzlemleri içinde rijit diyafram olarak çalışmaları durumunda:

$$(\Delta_i)_{ort} = 1/2 [(\Delta_i)_{maks} + (\Delta_i)_{min}] \quad (1.2)$$

Burulma düzensizliği katsayısı :

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{maks} / (\Delta_i)_{ort} \quad (1.3)$$

Burulma düzensizliği durumu :

$$\eta_{bi} > 1,2 \quad [1] \quad (1.4)$$

Çatı kaplaması sandwich panel seçilmiştir. Bu yüzden yapıda rijit diyafram bulunmadığı kabulü yapılmıştır. Burulma düzensizliğinin kontrolü aşağıdaki formül kullanılarak yapılır.

$$(\Delta_i)_{ort} = \frac{\sum_{i=1}^8 \Delta_i}{i} \quad (1.5)$$

X yönünde A1 burulma düzensizliği Kontrolü (comb 64)

$$\Delta_1 = -6,2878 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = -6,4768 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = -6,687 \text{ cm}$$

$$\Delta_4 = -8,0098 \text{ cm}$$

$$\Delta_5 = -8,0273 \text{ cm}$$

$$\Delta_6 = -8,2517 \text{ cm}$$

$$\Delta_7 = -8,1751 \text{ cm}$$

$$\Delta_8 = -8,0031 \text{ cm}$$

$$(\Delta_i)_{ort} = \frac{\sum_{i=1}^8 \Delta_i}{i} = -7,48983 \text{ cm}$$

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{maks} / (\Delta_i)_{ort} = -8,2517 / -7,48983 = 1,101721 < 1,2$$

Sonuç: X yönünde A1 burulma düzensizliği yoktur. $\beta = 0,80$

Y yönünde A1 burulma düzensizliği Kontrolü (comb 150)

$$\Delta_a = -1,6411 \text{ cm}$$

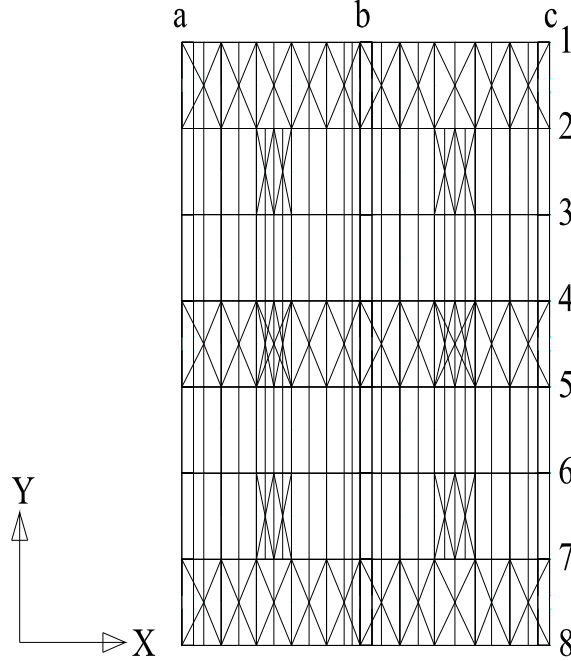
$$\Delta_b = -2,9006 \text{ cm}$$

$$\Delta_c = -2,1575 \text{ cm}$$

$$(\Delta_i)_{ort} = \frac{\sum_{i=1}^3 \Delta_i}{i} = -2,2331 \text{ cm}$$

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{maks} / (\Delta_i)_{ort} = -2,9006 / -2,2331 = 1,29 > 1,2$$

Sonuç: Y yönünde A1 burulma düzensizliği vardır. $\beta = 0,90$



Şekil 1.6: Statik Yapı Plan Görünüşü

Deprem Yüğü:

Yapı üç boyutlu olarak modellenmiş olup yatay yük analizi için hem modal analiz yöntemi, hem de eşdeğer deprem yöntemi kullanılmıştır. Deprem yükleri hesaplanırken her iki yöntemde de yapının deprem yükü hesabı tamamıyla Yeni Deprem Yönetmeliği'ne göre yapılmıştır. Yapının deprem yüküyle ilgili tüm verileri Yeni Deprem Yönetmeliği'nin öngördüğü yöntemle değerlendirmiş ve deprem analizi için ilgili değerler aşağıda görüldüğü gibi kullanılmıştır. Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$, %5 sönüm oranı için Elastik Spektral İvme'nin, yerçekimi ivmesi g 'ye bölünmesine karşı gelir. Şöyle ki:

$$A(T) = \frac{S_{ae}(T)}{g} \quad (1.6)$$

$$A(T) = A_o \cdot I \cdot S(T) \quad (1.7)$$

ile tanımlanır. Etkin Yer İvmesi Katsayısı , A_o , Tablo 1.1. 'de tanımlandığı gibidir.

Tablo 1.2: Deprem Bölgesi

Deprem Bölgesi	A_o
1	0,4
2	0,3
3	0,2
4	0,1

Yapılan Kabuller:

- 1 Yapı 1. derece deprem bölgesinde olup $A_o = 0,40$ alınmıştır.
- 2 Bina önem katsayısı (I) Tablo 1.2'ye göre 1,0 alınmıştır.

Tablo 1.3: Bina Önem Katsayıları

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

Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak hesaplanacaktır.

$$S(T) = 1 + 1,5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (1.8)$$

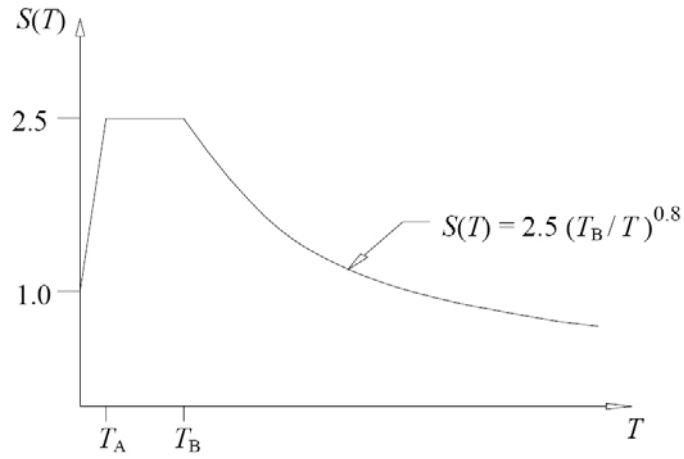
$$S(T) = 2,5 \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (1.9)$$

$$S(T) = 2,5 \cdot \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0,8} \quad (T_B < T) \quad (1.10)$$

Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , yerel zemin sınıfına bağlı olarak Tablo 1.3 'de verilmiştir.

Tablo 1.4: Spektrum Karakteristik Periyotları

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (sn)	T_B (sn)
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90



Şekil 1.7: Özel Tasarım İvme Spektrumu

Yapının Z4 zemin sınıfında olduğu varsayılmaktadır. Bu zemin sınıfına göre karakteristik spektrum periyotları $T_A = 0,20$, $T_B = 0,90$ alınmıştır.

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere, Şekil 1,7 'de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma

Katsayısı'na bölünecektir. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R'ye ve doğal titreşim periyodu ,T'ye bağı olarak belirlenecektir.

$$R_a(T) = 1,5 + (R - 1,5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (1.11)$$

$$R_a(T) = R \quad (T_A < T) \quad (1.12)$$

Yeni Deprem Yönetmeliğı Madde 2.5.1.2'ye göre, süneklik düzeyi yüksek olarak alınacak taşıyıcı sistemlerde, süneklik düzeyinin her iki deprem doğrultusunda da yüksek olması zorunludur. Süneklik düzeyi bir deprem doğrultusunda yüksek veya karma, buna dik diğere deprem doğrultusunda ise normal olan sistemler, her iki doğrultuda da süneklik düzeyi normal sistemler olarak sayılacaktır [1]. Dolayısıyla yapı sistemi her iki yönde de süneklik düzeyi yüksek seçilerek yapının daha ekonomik boyutlandırılması yoluna gidilmiştir.

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R, enine doğrultuda deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı alttan ankastre olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar olması üzerine 4, yapı enine doğrultuda yatay deprem yüklerinin tamamının dışmerkez çaprazlı perdeler tarafından taşınıyor olması dolayısıyla 7 alınmıştır.

Yapının deprem analizi 3 boyutlu olarak yönetmeliklerdeki kurallara ve parametrelere uygun şekilde SAP2000 v9.1.6 programıyla yapılmıştır.

Yeni Deprem Yönetmeliğı Madde 2.8.4'e göre binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğıştirme ve görelî kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar iki madde halinde aşağıda verilmiştir [1] :

1. $T_m < T_n$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_m / T_n < 0,80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı uygulanabilir ([1] Madde 2.8.4.1) .
- 2 Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon

katsayıları'nın hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır ([1] Madde 2.8.4.2).

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 2.8.3'e göre hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir [1].

Yukarıda belirtilen şarta uyulması için modal analizde 300 adet mod şekli kullanılmıştır. %5'in üzerindeki mod katkıları dikkate alınmıştır.

Modal analiz sonuçları şu şekildedir:

Tablo 1.5: Modal Kütle Katılım Yüzdeleri

Modal Kütle Katılım Oranları				
OutputCase	ItemType	Item	Statik	Dinamik
MODAL	Acceleration	UX	99,97	94,53
MODAL	Acceleration	UY	99,91	94,99

UX (X yönüne ait kütle katılım oranı) ve UY (Y yönüne ait kütle katılım oranı) EKA. Tablo A6'da gösterilmiştir.

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 2.8.5'e göre gözönüne alınan deprem doğrultusunda, Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 2.8.4'e göre birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tb} 'nin, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde Yeni Deprem Yönetmeliği Denk 2.4'ten hesaplanan bina toplam yükü V_t 'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tb} < \beta \cdot V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, Denk.1.11'e göre büyütülecektir [1] .

$$B_D = \frac{\beta \cdot V_t}{V_{tb}} \cdot B_B \quad (1.13)$$

Tablo 2.1'de tanımlanan A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda Denk.(2.16)'da $\beta=0.90$, bu düzensizliklerden hiçbirinin

bulunmaması durumunda ise $\beta=0.80$ alınacaktır [1].

Tablo A1' den

X yönünde $\beta = 0,80$

Y yönünde $\beta = 0,90$ 'dır.

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti), V_t , denklem (1.12) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,10 \cdot A_o \cdot I \cdot W \quad (1.14)$$

Denk.(1.12)'de yer alan ve binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , Denk.(1.13) ile belirlenecektir [1].

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (1.15)$$

Yapının deprem yükü hesabında dikkate alınan ağırlığı

$$\sum W = 115956,40 \times 9,81 = 11375,3 \text{ KN}$$

Yapının modal analiz sonuçları incelendiğinde eşdeğer deprem yüküyle taban kesme kuvvetinin hesaplanmasında kullanılması gereken X ve Y doğrultusu karakteristik öteleme periyodlarının yapının X ve Y doğrultusundaki hareketini en iyi yansıtan :

$$T_x = 0,88 \text{ sn (Mod 2)}$$

$$T_y = 0,51 \text{ sn (Mod 71) olarak belirlenmiştir.}$$

Bu periyotlar ve denklem (1.12) yardımıyla,

$$S(T_x) = 2,5 \quad (\text{X doğrultusu spektrum katsayısı})$$

$$S(T_y) = 2,5 \quad (\text{Y doğrultusu spektrum katsayısı})$$

Sistemin toplam taban kesme kuvveti (1.12) denlemi yardımıyla hesaplanır.

$$V_{tx} = \frac{11375,3 \cdot 1,0 \cdot 0,4 \cdot 2,5}{4} = 2843,8 \text{ KN} > 0,10 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 11375,3 = 455,01 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = \frac{11375,3 \cdot 1,0 \cdot 0,4 \cdot 2,5}{7} = 1625,0 \text{ KN}$$

Modal analiz sonucunda bulunan uygun katsayılarla düzeltilmiş kat kesme kuvvetleri aşağıda verilmiştir.

Tablo 1.6: Taban Kesme Kuvvetleri

	SPEKX (KN)	SPEKY (KN)
X yönü	2117,5	156,1
Y yönü	111,3	1435,4

Çelik elemanların boyutlandırılmasında kullanılan yükler TS498'den [11] alınmış ve bunlara ait yükleme kombinasyonları İMO -02/2008'e [8] göre tanımlanmıştır. Bu kombinasyonlar aşağıda verildiği gibidir.

1. D	(EY)
2. D + S	(EY)
3. D + S + T	(EİY)
4. D + S + W/2	(EİY)
5. D + S/2 + W	(EİY)
6. 0,9D ± E/1,4	(EİY)*
7. D + S + E/1,4	(EİY)*
8. D + W + T	(EİY)
9. D + E/1,4 + T	(EİY)*
10. D + W	(EİY)
11. D + E/1,4	(EİY)*
12. D ± 2,5 E	(EİY)*

Bu yük kombinezonlarında

D: Ölü yükler, kren yükü ve makinaların kütle kuvvetleri

S : Kar yükü

W: Rüzgar Yükü

E: Deprem Yükü

T: Sıcaklık değişimi ve mesnet çökmesi nedeniyle oluşan etkiler, krenlerde fren ve yanıl çarpma kuvvetleridir.

Not: (EİY) halinde kombinezonda deprem yükü yoktur. Emniyet gerilmeleri 1,15 ile büyütülecektir. [8] .

(EİY)* halinde ise kombinezonda deprem yükü vardır. Emniyet gerilmeleri 1,33 ile büyütülecektir [8] .

12. kombinasyon Yeni Deprem Yönetmeliği'nde Madde 4.2.4'ün öngördüğü arttırılmış deprem etkilerine göre belirlenmiştir [1] .

2. SİSTEMİN YÜK ANALİZİ

2.1 Sabit Yükleler

Orta çerçeveler için aşağıda bulunan yükler, kenar çerçeveler içinse yarım yükler kullanılmıştır.

Bina-1 için Yük Hesabı

Aşık + Kaplama Yüğü

Aşık açıklığı $l = 12$ m

$a = 3$ m aşık aralığı için hesap

Çatı Örtüsü öz ağırlığı..... $g = 100$ N / m²

Aşık özağırlığı..... $g = 102$ N / m²

$$g_1 = 202 \text{ N / m}^2$$

$$P = g_i \cdot a \cdot l \quad (2.1)$$

$$P_1 = 202 \cdot 3 \cdot 12 = 7272 \text{ N}$$

$$P = 100 \cdot 3 \cdot 12 = 3600 \text{ N (sadece kaplama yüğü için)}$$

$a = 2,25$ m aşık aralığı için hesap

Çatı Örtüsü öz ağırlığı..... $g = 100$ N / m²

Aşık özağırlığı..... $g = 136,4$ N / m²

$$g_1 = 236,4 \text{ N / m}^2$$

$$P_1 = 236,4 \cdot 2,25 \cdot 12 = 6382,8 \text{ N}$$

$$P = 100 \cdot 2,25 \cdot 12 = 2700 \text{ N (sadece kaplama yüğü için)}$$

a =1,5 m aşık aralığı için hesap

Çatı Örtüsü öz ağırlığı.....g = 100 N / m²

Aşık özağırlığı.....g = 205 N / m²

$$g_1 = 305 \text{ N / m}^2$$

$$P_1 = 305 \cdot 1,5 \cdot 12 = 5490 \text{ N}$$

$$P = 100 \cdot 1,5 \cdot 12 = 1800 \text{ N (sadece kaplama yükü için)}$$

a =0,75 m aşık aralığı için hesap

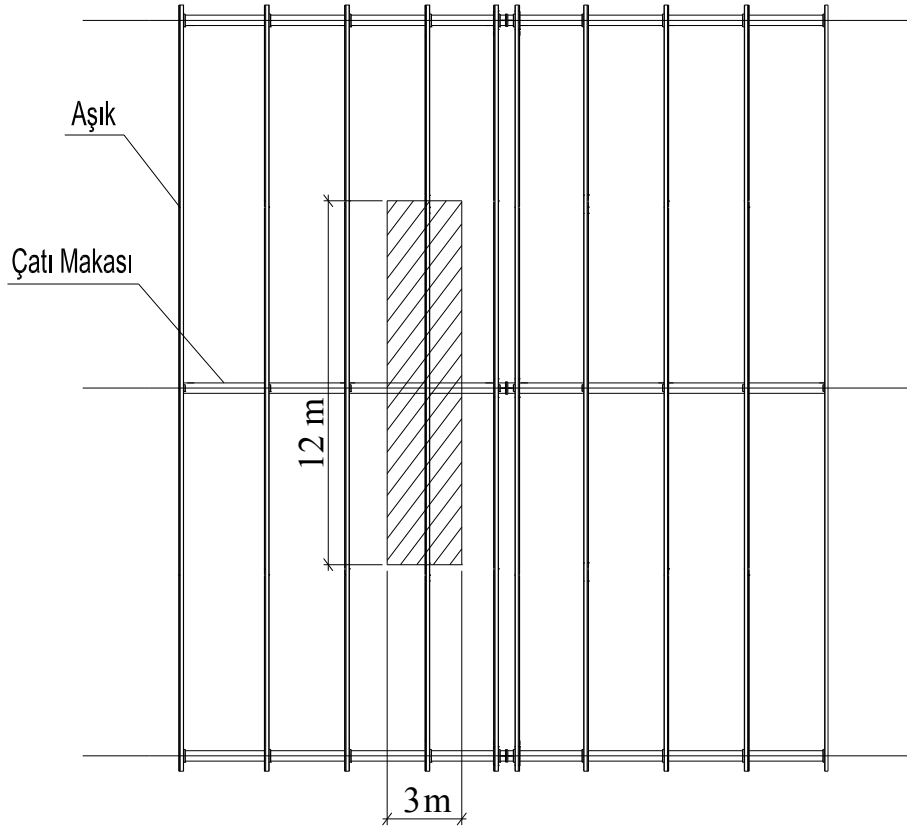
Çatı Örtüsü öz ağırlığı.....g = 100 N / m²

Aşık özağırlığı.....g = 409 kg / m²

$$g_1 = 509 \text{ N / m}^2$$

$$P_1 = 509 \cdot 0,75 \cdot 12 = 4581 \text{ N}$$

$$P = 100 \cdot 0,75 \cdot 12 = 900 \text{ N (sadece kaplama yükü için)}$$



Şekil 2.1: Aşık Yük Alanı

Bina-2 İçin Yük Hesabı:

Bina2 nin yük analizi benzer hesaplar üzerinden $a=1,57$ m'ye göre yapılmıştır.

Fenerlikler İçin Yük Hesabı:

Fenerlik-1 İçin Hesap ([8] , İmo-02/2008-s41) (Eğim $\alpha = 45^\circ$)

Aşık + Kaplama Yüğü

$a=1,5$ m yük genişliğı için hesap

Çatı eğimi = 45°

Aldığı yük genişliğı $a = 1,5$ m (Y.D)

Aşık açıklığı $l = 12$ m

Cam ve kaplama $(35/\cos 45)$ g = $495,0 \text{ N/m}^2$ (Y.D.)

Aşık özağırlığı.....g = 250 N/m^2 (Y.D.)

$$g_1 = 745,0 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Y.D.})$$

$$P = g_i . a . l \quad (2.1)$$

$$P_1 = 745 . 1,5 . 12 = 13410 \text{ N}$$

$$P = 495,0 . 1,5 . 12 = 8910 \text{ N} \quad (\text{sadece kaplama yüğü için})$$

$a=0,75$ m yük genişliğı için hesap

Çatı eğimi = 45°

Aldığı yük genişliğı $a = 0,75$ m (Y.D)

Aşık açıklığı $l = 12$ m

Cam ve kaplama $(35/\cos 45)$ g = $495,0 \text{ N/m}^2$ (Y.D.)

Aşık özağırlığı $(26,2/0,75/\cos 45)$g = $494,0 \text{ N/m}^2$ (Y.D.)

$$g_1 = 989 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Y.D.})$$

$$P = 989 . 0,75 . 12 = 8901 \text{ N}$$

Fenerlik-2 İçin Hesap: (Eğim $\alpha = 45^\circ$)

Fenerlik-1 ile aynı sisteme sahip olduğundan benzer hesaplar kullanılmıştır.

2.2 Kar Yüğü

$$P_k = 750 \text{ N/m}^2$$

$$P = 750 \cdot 3 \cdot 12 = 27000 \text{ N}$$

Türbölansla biriken ilave kar için hesap:

Kar birikim genişliğı hesabı için iki tür yönetmelik incelenmiştir. Bunlar UBC97 ve TS7046'dır. Bu iki yönetmelik karşılaştırıldığında UBC97'nin daha gerçekçi sonuç verdiği, TS498'in ekonomik olmayan kar birikim yükseklikleri verdiği hesaplarla doğrulanmıştır. Örneğın aşağıdaki örneğı TS7046 ile yapsaydık kar birikim genişliğı (K.BG):

$$K.B.G = 2 \cdot h_r \quad (2.2)$$

$$K.B.G = 2 \cdot 6,65 = 13,3 \text{ metre}$$

Şekil katsayısı:

$$\eta_w = \frac{W_b + W_d}{2h} \leq \frac{k \cdot h}{S_o} \quad (0,8 \leq \eta_w \leq 4,0 \text{ ise}) \quad (2.3)$$

Not: Sakin havalarda yağın kar için şekil katsayısı $\eta_w = 1,0$ 'dır.

$$\eta_w = \frac{30 + 30}{2 \cdot 6,65} = 4,51 \leq \frac{2000 \cdot 6,65}{750} = 17,73 \text{ tir.}$$

Fakat η_w değeri en fazla 4,0 olmalıdır. Dolayısıyla yönetmeliğe $\eta_w = 4,0$ alınmıştır.

Burada:

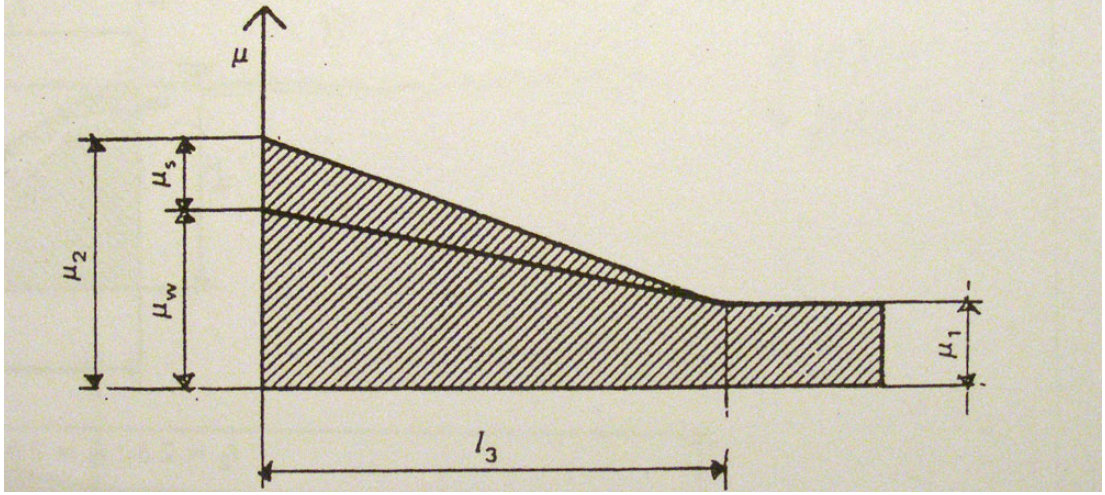
$$h = \text{metre}$$

$$S_o = 750 \text{ N/m}^2$$

$$k = 2000 \text{ N/m}^3 \text{ dir.}$$

Şekil (2.2)'den de görüldüğü gibi kar birikimi $\ell_3 = 13$ metre boyunca

$\eta_w = 4,0$ değeri üzerinden azalmaktadır. Bu da bu yapı için çok fazla bir kar yükü meydana getirmektedir.



Şekil 2.2: Kar Birikimi için Şekil Katsayısı

Kar birikme yüksekliği [h_d] UBC97’de verilen formülasyon yardımıyla yapıldığı zaman hesaplama aşağıdaki gibi olur.

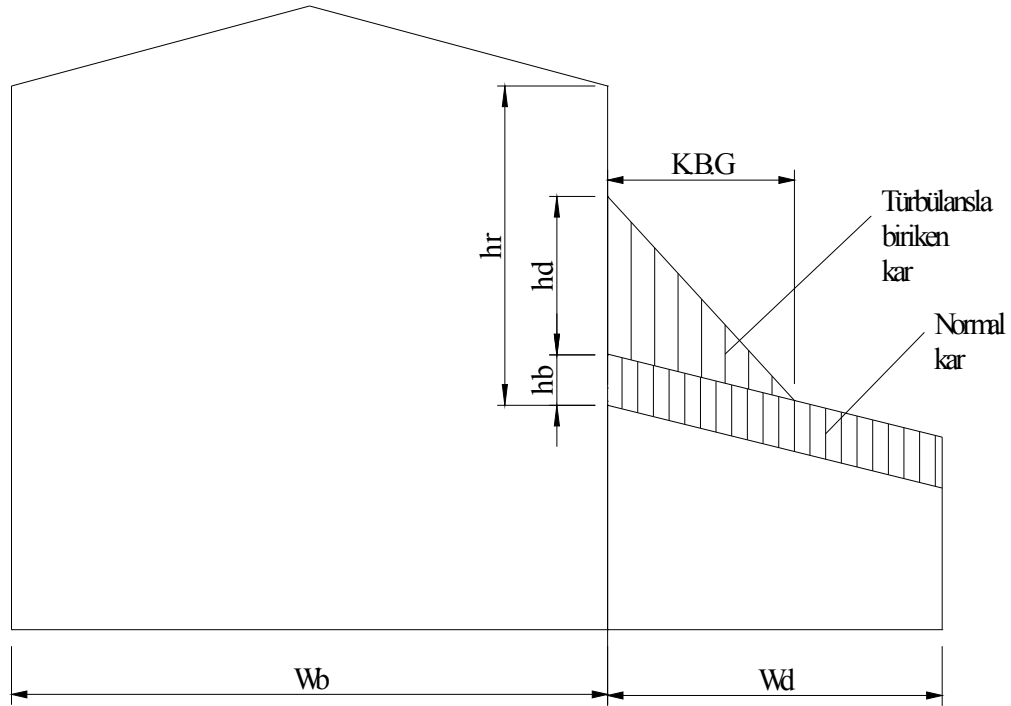
Aşağıdaki formülasyonun gerçekleşmesi durumunda kar birikimi gözönüne alınmalıdır. ([7] UBC Uniform Building Code)

$$\frac{h_r - h_b}{h_b} \geq 0,2 \quad (2.4)$$

$$\rightarrow \frac{6,65 - 0,5}{0,5} = 12,3 \geq 0,2$$

$$h_r = 6,65 \text{ m}$$

$$h_b = 0,5 \text{ m}$$



Şekil 2.3: Kar Birikim Genişliği

Kar birikme yüksekliği [h_d] UBC97’de verilen formülasyon yardımıyla yapılacaktır.

$$P_k = 750 \text{ N/m}^2$$

$$\delta_{kar} = 1500 \text{ N/m}^3$$

$$h_b = \frac{P_k}{\delta_{kar}} = \frac{75}{150} = 0,5 \text{ m} \quad (2.5)$$

$$W_b = 30\text{m}$$

$$W_d = 30\text{m}$$

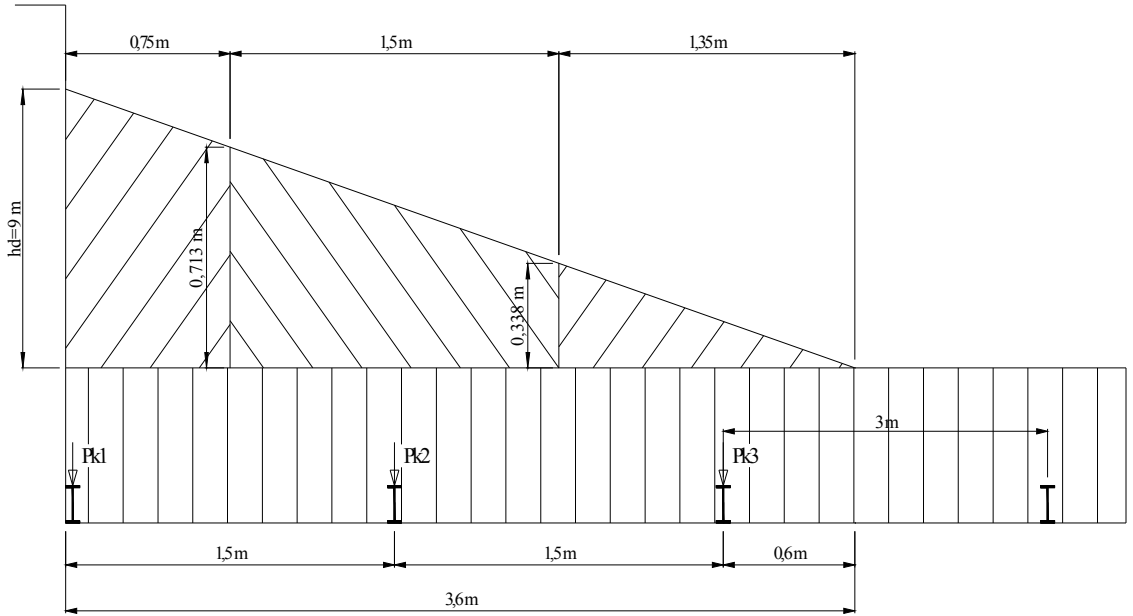
$$h_d = 0,3048 \cdot \left[0,43 \cdot \sqrt[3]{3,28 \cdot W_b} \cdot \sqrt[4]{0,2048 \cdot P_k + 10} - 1,5 \right] \quad (2.6)$$

$$h_d = 0,3048 \cdot \left[0,43 \cdot \sqrt[3]{3,28 \cdot 30} \cdot \sqrt[4]{0,2048 \cdot 75 + 10} - 1,5 \right]$$

$$h_d = 0,90\text{m}$$

Dolayısıyla UBC97'nin verdiği sonuçlar daha mantıklı ve kullanılabilir olduğundan kar birikimi hesaplarına UBC97'nin verdiği sonuçlar üzerinden devam edilecektir.

Aşık aralığı= 1,5 m için hesap:



Şekil 2.4: Aşık Aralığı $a=1,5$ m için Kar Birikim Genişliği

Kar Birikim Genişliği (K.B.G.):

Aşık aralığı 1,5 m. idi. Kar birikmesinde 1 m. olarak düşünülmüştür. Aşıklardan makasa geçecek normal kar yüklerinin hesabı şu şekildedir.

$$P_i = \text{Yük Genişliği} \cdot P_{\text{kar}} \cdot \text{Aks arası genişliği} \quad (2.7)$$

$$P_1 = 0,75 \cdot 750 \cdot 12 = 6750 \text{ N}$$

$$P_2 = 1,5 \cdot 750 \cdot 12 = 13500 \text{ N}$$

$$P_3 = (0,75 + 1,5) \cdot 750 \cdot 12 = 20250 \text{ N}$$

Aşıklardan makasa geçecek ilave kar yüklerinin hesabı şu şekildedir.

$$P_k = \text{Yük Genişliği} \cdot h_{\text{ort}} \cdot \delta_{\text{kar}} \cdot \text{Aks arası genişliği} \quad (2.8)$$

$$P_{k1} = 0,75 \cdot \frac{0,9 + 0,713}{2} \cdot 1500 \cdot 12 = 10890 \text{ N}$$

$$\rightarrow P'_{k1} = \frac{10890}{12} = 909,5 \text{ N/m} \rightarrow P''_{k1} = \frac{909,5}{0,75} = 1212,7 \text{ N/m}^2$$

$$P_{k2} = 1,5 \cdot \frac{0,713 + 0,338}{2} \cdot 1500 \cdot 12 = 14190 \text{ N}$$

$$\rightarrow P'_{k2} = \frac{14190}{12} = 1182,5 \text{ N/m} \rightarrow P''_{k2} = \frac{1182,5}{1,5} = 788,3 \text{ N/m}^2$$

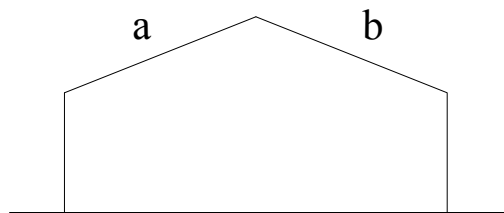
$$P_{k3} = 1,35 \cdot \frac{0,338}{2} \cdot 1500 \cdot 12 = 4110 \text{ N}$$

$$\rightarrow P'_{k3} = \frac{4110}{12} = 342,5 \text{ N/m} \rightarrow P''_{k3} = \frac{342,5}{2,25} = 152,2 \text{ N/m}^2$$

Fenerlik-1 için Kar Yüğü :

UBC (Uniform Building Code ,1997, Bölüm 1641-2) standardında öngörülen

%25'ten büyük eğimli çatı durumları için sadece tek yüze (a veya b yüzüne) 1,25 P_k kar yüğü etkitilmelidir.



Şekil 2.5: Fenerlik Çatı Durumu

$$P_k = 750 \text{ N/m}^2$$

$$P = 1,25 \cdot 750 \cdot 1,5 \cdot 12 = 16875 \text{ N}$$

Türbülansla biriken ilave kar için hesap:

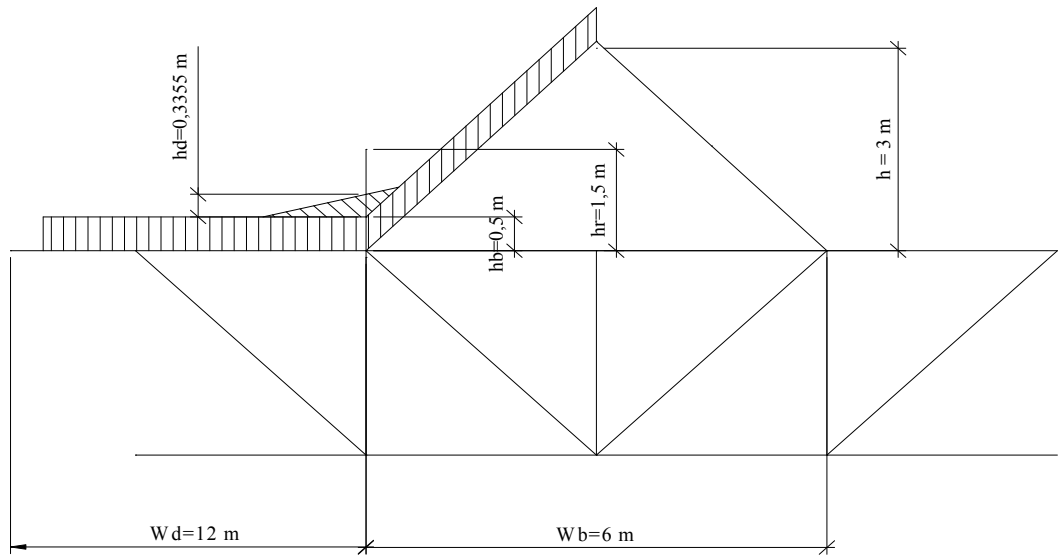
Fenerliğin her iki tarafında kar yığılması hesaplanırken fenerliğin önünde sanki yarı yüksekliği kadar bir duvar varmış gibi hesap yapılmıştır, daha elverişsiz bir sonuç bulunması öngörülmüştür. Aşağıdaki formülasyonun gerçekleşmesi durumunda kar birikimi gözönüne alınmalıdır.

$$\frac{h_r - h_b}{h_b} \geq 0,2 \quad (2.4)$$

$$\rightarrow \frac{1,5 - 0,5}{0,5} = 2,0 \geq 0,2$$

$$h_r = 1,5 \text{ m}$$

$$h_b = 0,5 \text{ m}$$



Şekil 2.6: Fenerlik Kar Yığılma Bölgesi

Kar birikme yüksekliği $[h_d]$ UBC97’de verilen formülasyon yardımıyla yapılacaktır.

$$P_k = 750 \text{ N/m}^2$$

$$\delta_{kar} = 1500 \text{ N/m}^3$$

$$h_b = \frac{P_k}{\delta_{kar}} = \frac{750}{1500} = 0,5 \text{ m} \quad (2.5)$$

$$W_b = 6m$$

$$W_d = 12m$$

Not: Aşağıdaki formülasyonda birimler kg-m cinsinden olmalıdır.

$$h_d = 0,3048 \cdot [0,43 \cdot \sqrt[3]{3,28 \cdot W_b} \cdot \sqrt[4]{0,2048 \cdot P_k + 10} - 1,5] \quad (2.6)$$

$$h_d = 0,3048 \cdot [0,43 \cdot \sqrt[3]{3,28 \cdot 6} \cdot \sqrt[4]{0,2048 \cdot 75 + 10} - 1,5]$$

$$h_d = 0,3355m$$

Kar Birikim Genişliği (K.B.G.):

$$K.B.G. \cdot \left\{ \begin{array}{c} W_d \\ 4 \cdot h_d \\ 4 \cdot (h_r - h_b) \end{array} \right\}_{\min} = \left\{ \begin{array}{c} 12 \\ 1,342 \\ 4 \end{array} \right\}_{\min} = 1,342 \text{ m} \quad (2.9)$$

Aşık aralığı 1,5 m. Dir. Aşıklardan makasa geçecek normal kar yüklerinin hesabı şu şekildedir.

$$P_i = \text{Yük Genişliği} \cdot P_{kar} \cdot \text{Aks arası genişliği} \quad (2.7)$$

$$P_1 = 0,75 \cdot 750 \cdot 12 = 6750 \text{ N}$$

$$P_2 = 1,5 \cdot 750 \cdot 12 = 9000 \text{ N}$$

Aşıklardan makasa geçecek ilave kar yüklerinin hesabı şu şekildedir.

$$P_k = \text{Yük Genişliği} \cdot h_{ort} \cdot \delta_{kar} \cdot \text{Aks arası genişliği} \quad (2.8)$$

$$P_{k1} = 1,19 \cdot 0,210 \cdot 1500 \cdot 12 = 4500 \text{ N}$$

$$P_{k2} = 0,592 \cdot 0,0675 \cdot 1500 \cdot 12 = 720 \text{ N}$$

2.3 Kren Vinci Yüklemleri için Hesap

500 Knluk kren (açıklık=28350 mm)

$$R_1 = 408 \text{ KN}$$

$$R_2 = 382 \text{ KN}$$

$$R_3 = 140 \text{ KN}$$

$$R_4 = 115 \text{ KN}$$

$$P_{\text{kren}} = 500 \text{ KN}$$

$$Wa_1 = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 - P_{\text{kren}}$$

$$Wa_1 = 545 \text{ KN}$$

1250 Knluk kren (açıklık=28350 mm)

$$R_1 = 930 \text{ KN}$$

$$R_2 = 880 \text{ KN}$$

$$R_3 = 280 \text{ KN}$$

$$R_4 = 230 \text{ KN}$$

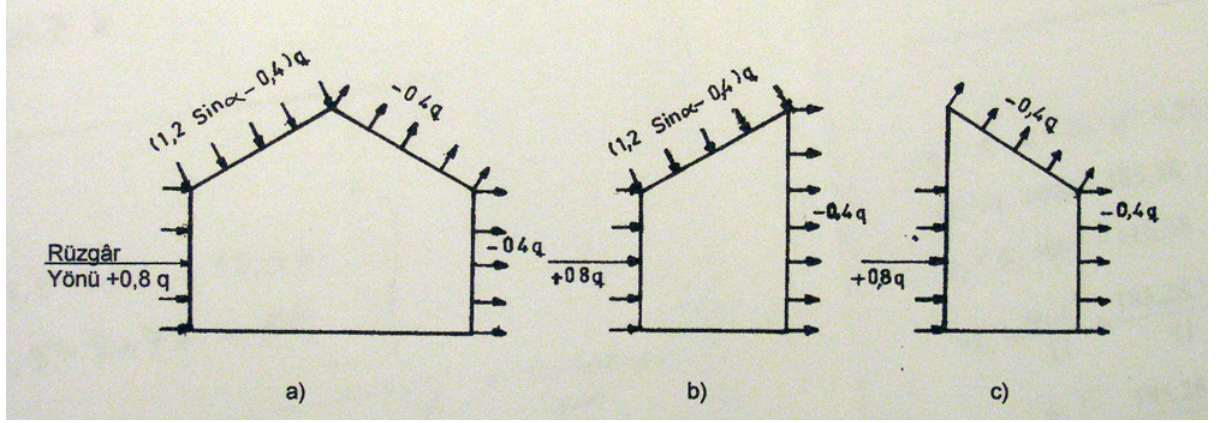
$$P_{\text{kren}} = 1250 \text{ KN}$$

$$Wa_3 = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 - P_{\text{kren}}$$

$$Wa_3 = 1070 \text{ KN}$$

2.4 Rüzgar Yükleri İçin Hesap

Yapıdaki rüzgar yüklerinin ana taşıyıcı sistem doğrultusunda dağıtımı görülmektedir. TS498'e göre yük dağıtımları yapılmıştır.



Şekil 2.7: Rüzgar Yük Katsayıları

2.5 Kütle Hesabı

Çatı Makası Üst Başlığındaki Düğüm Noktalarına Gelen Kütle Hesabı

Düğüm noktaları için bulunan değerler aşık ve kaplama yüklerine kar yükünün %30'u eklenerek bulunan değerlerdir. Yapının taşıyıcı elemanlarının yükünü program otomatik olarak kütleye katacaktır. Bulunan kütle yapının deprem yükü hesabı için kullanılacak ve kombinasyonlara eklenecektir.

Bina-1 İçin Kütle Hesabı:

a = 3 m aşık aralığı için hesap

$$m = \frac{0,3 \cdot \text{Kar} + \text{Kaplama}}{98,1} = \frac{0,3 \cdot 27000 + 3600}{98,1} = 119,27 \frac{\text{N}}{\text{Nm/sn}^2} \text{ (sadece kaplama için)}$$

a = 2,25 m aşık aralığı için hesap

$$m = \frac{0,3 \cdot \text{Kar} + \text{Kaplama}}{98,1} = \frac{0,3 \cdot 9000 \cdot 2,25 + 2700}{98,1} = 89,45 \frac{\text{N}}{\text{Nm/sn}^2} \text{ (sadece kaplama için)}$$

a = 1,5 m aşık aralığı için hesap

$$m = \frac{0,3 \cdot \text{Kar} + \text{Kaplama}}{98,1} = \frac{0,3 \cdot 9000 \cdot 1,5 + 1800}{98,1} = 59,63 \frac{\text{N}}{\text{Nm/sn}^2} \text{ (sadece kaplama için)}$$

$$m = \frac{(0,3.Kar + Aşık + Kaplama yükü)}{98,1} = \frac{0,3.9000 \cdot 1,5 + 5490}{98,1} = 97,25 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

a = 0,75 m aşık aralığı için hesap

$$m = \frac{0,3.Kar + Kaplama}{98,1} = \frac{0,3.9000 \cdot 0,75 + 900}{98,1} = 29,82 \frac{N}{Nm/sn^2} \text{ (sadece kaplama için)}$$

Kar yığılması alanı için ilave kütle hesabı

Üç adet kar yığılması yüklemesi bulunmaktadır.(Bkz. Şekil (2.4))

$$m_1 = \frac{0,3.Kar}{98,1} = \frac{0,3.10890}{98,1} = 333,0 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

$$m_2 = \frac{0,3.Kar}{98,1} = \frac{0,3.14190}{98,1} = 43,39 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

$$m_3 = \frac{0,3.Kar}{98,1} = \frac{0,3.4110}{98,1} = 12,57 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

Bina-2 İçin Kütle Hesabı:

Bina-1 için benzer hesaplar bina-2 için de yapılmıştır.

Fenerlikler için kütle hesabı:

Fenerlik-1 İçin Hesap:

a = 1,5 m yük genişliği için hesap

$$m = \frac{0,3.Kar + Kaplama}{98,1} = \frac{0,3.9000 \cdot 1,5 + 8910}{98,1} = 132,11 \frac{N}{Nm/sn^2} \text{ (sadece kaplama için)}$$

$$m = \frac{(0,3.Kar + Aşık + Kaplama yükü)}{98,1} = \frac{0,3.9000 \cdot 1,5 + 13410}{98,1} = 177,98 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

a = 0,75 m yük genişliği için hesap

$$m = \frac{(0,3.Kar + Aşık + Kaplama yükü)}{98,1} = \frac{0,3.9000 \cdot 0,75 + 8901}{98,1} = 111,38 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

Kar yığılması alanı için ilave kütle hesabı:

İki adet kar yığılması yüklemesi bulunmaktadır.(Bkz. Şekil (2.6))

$$m_1 = \frac{0,3.Kar}{98,1} = \frac{0,3.4500}{98,1} = 13,76 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

$$m_2 = \frac{0,3.Kar}{98,1} = \frac{0,3.720}{98,1} = 2,20 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

Fenerlik2 İçin Hesap:

Benzer hesaplar Fenerlik-2 için de yapılmıştır.

Kren Vinçleri İçin Kütle Hesabı:

Kütlelerin iki aksa dağıldığı düşünülmüştür. En elverişsiz dağılım belirlenip akslara dağıtılmıştır.

P =500 KN' luk kren vinci

$$W_a = 545000 \text{ N}$$

$$m = \frac{545000}{98,1} = 5555,56 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

P =1250 KN' luk kren vinci

$$W_a = 1070000 \text{ N}$$

$$m = \frac{1070000}{98,1} = 10907,24 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

Kren kirişi için hesap:

P =500 KN' luk kren vincinin kirişi

$$W_a = 32000 \text{ N}$$

$$m = \frac{32000}{98,1} = 326,20 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

P =1250 KN' luk kren vincinin kirişi

$$W_a = 41000 \text{ N}$$

$$m = \frac{41000}{98,1} = 417,94 \frac{N}{Nm/sn^2}$$

Spektrum Ölçek Katsayı Hesabı:

$$V_t = \frac{W.A(T)}{R_a} \quad (2.10)$$

Yukarıdaki formülde:

V_t : Eşdeğer Deprem Yüğü

W: Bina Ağırlığı

A(T) : Spektral İvme Katsayısı

R_a : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

$$A(T) = A_o \cdot I \cdot S(T) \quad (2.11)$$

Yukarıdaki formülde:

A_o : Etkin Yer İvmesi Katsayısı

I : Bina Önem Katsayısı

S(T) : Spetrum Katsayısı

$$A_o = 0,4$$

$$I = 1 \quad (\text{Endüstri türü yapı})$$

$$g = 98,1 \text{ Nm/sn}^2$$

$$R_a = 4 \quad (\text{x doğrultusunda})$$

$$R_a = 7 \quad (\text{y doğrultusunda}) \quad (\text{Bkz EKA. TabloA2})$$

Yapının her iki doğrultuda da süneklik düzeyi yüksek olduğu kabul edilmiştir:

1. Enine doğrultuda yüklerin tamamı çerçevelerle taşınacak. (x yönü)
2. Boyuna doğrultuda yüklerin tamamı dışmerkez çaprazlarla taşınacak. (y yönü)

$$V_{tx} = \frac{(m.g).[A_o.I.S(T)]}{R_a} = m.S(T) \cdot \frac{98,1.0,4.1}{4} = m.S(T) \cdot 9,81$$

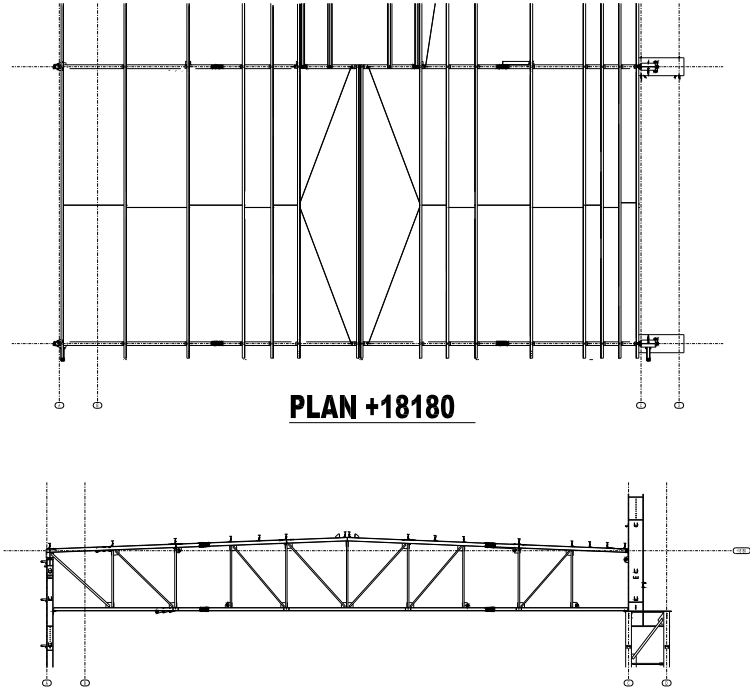
$$V_{tx} = \frac{(m.g).[A_o.I.S(T)]}{R_a} = m.S(T) \cdot \frac{98,1.0,4.1}{7} = m.S(T) \cdot 5,61$$

Yukarıdaki hesapta rakam olarak dışarı çıkan sayı Sap2000 programında yapının dinamik analizinde kullanılan Spektrum Ölçek Katsayısı 'dır.

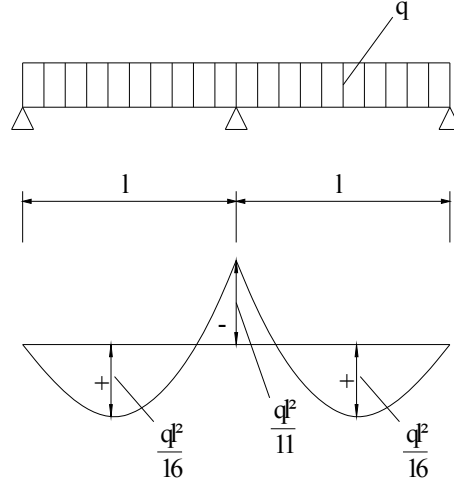
3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

3.1 Aşıkların Boyutlandırılması

Aşıkların boyutlandırmasında denemeler yapılarak en ekonomik çözüm olarak aşıkların iki açıklıkta sürekli kiriş ve ortadan tek gergili çalışması planlanmıştır. Çatıya etkiyen rüzgar yükü emme olduğundan boyutlandırmada dikkate alınmamıştır.



Şekil 3.1: Aşık Çatı Planı



Şekil 3.2 İki Açıklıkta Sürekli Kiriş İçin Moment Değerleri

Kenar açıklık ve birinci iç mesnette

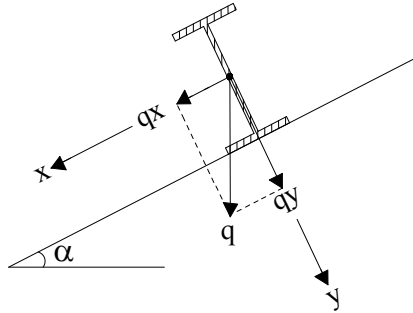
$$M = \frac{q \cdot l^2}{11} \quad (3.1)$$

İç açıklık ve diğer mesnetlerde

$$M = \frac{q \cdot l^2}{16} \quad (3.2)$$

Maksimum sehim değeri

$$f = 0,248 \cdot \frac{q \cdot l^4}{I} \quad (3.3)$$



Şekil 3.3: Aşığa Etkiyen Yayılı Yük Değeri

q: Aşığa etkiyen yayılı yük değeri

l: Aşık açıklığı

I: Aşık yük doğrultusuna dik doğrultudaki atalet momenti

Aşık için yük analizi :

Bina-1 için Hesap

Çatı eğimi = 1,9°

Aldığı aşık aralığı a = 3 m (Y.D.)

Aşık açıklığı l = 12 m

Çatı örtüsü öz ağırlığı.....g = 100 N / m² (Y.D.)

Aşık özağırlığı.....g = 102 N / m² (Y.D.)

Kar yükü.(TS498 [11]).....P_k = 750 N / m² (Y.D.)

$$\sum \bar{q} = 952 \text{ N / m}^2 \text{ (Y.D.)}$$

$$q = \bar{q} \cdot a \quad (3.5)$$

$$q = 952 \cdot 3 = 2856 \text{ N/m (Y.D)} \quad \text{Y.D. (Yatay Düzlem)}$$

$$q_x = q \cdot \cos\alpha \quad (3.6)$$

$$q_x = 2856 \cdot \cos 1,9 = 2854,4 \text{ N/m (Ç.D)} \quad \text{Ç.D. (Çatı Düzlemi)}$$

$$q_y = q \cdot \sin\alpha \quad (3.7)$$

$$q_y = 2856 \cdot \sin 1,9 = 94,7 \text{ N/m (Ç.D.)}$$

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{11} = \frac{2854,4 \cdot 12^2}{11} = 37367,0 \text{ Nm} = 3736,7 \text{ KNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_x = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{2854,4 \cdot 12^2}{16} = 25689,6 \text{ Nm} = 2569,0 \text{ KNcm (Orta açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{11} = \frac{94,7 \cdot (12/2)^2}{11} = 309,9 \text{ Nm} = 31,0 \text{ KNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{94,7 \cdot (12/2)^2}{16} = 213,1 \text{ Nm} = 21,3 \text{ KNcm (Orta açıklıkta)}$$

Seçilen kesit : IPE240

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4, W_x = 324,3 \text{ cm}^3, I_y = 283,6 \text{ cm}^4, W_y = 47,27 \text{ cm}^3$$

Gerilme tahkiki:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad (3.8)$$

$$\sigma = \frac{3736,7}{324,3} + \frac{31,0}{47,27} = 12,2 \text{ KN/cm}^2 < 21,6 \text{ KN/cm}^2$$

Sehim Tahkiki:

$$\text{maks } f \leq \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm} \quad (3.3)$$

Aşağıdaki formülde:

$$[q] = \text{t/m}$$

$$[l] = \text{m}$$

$$[I] = \text{cm}^4$$

$$[f] = \text{cm}$$

$$f_x = 2,48 \frac{q_x \cdot l^4}{I_x} \quad (3.9)$$

$$f_x = 2,48 \cdot \frac{0,28544 \cdot 12^4}{3892} = 3,7715 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,48 \frac{q_y \cdot (l/2)^4}{I_y} \quad (3.10)$$

$$f_y = 2,48 \cdot \frac{0,00995 \cdot 6^4}{283,6} = 0,1073 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (3.11)$$

$$f = \sqrt{3,7715^2 + 0,1073^2} = 3,7731 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} = \frac{1}{300} \quad (\text{uygun})$$

Sonuç:

Aşıkların 1,5 metrede bir teşkil edilmesi halinde bu kırıklı bir çatı teşkilinde 11 aşık kullanılacaktır:

Seçilen kesit IPE200 $\rightarrow g = 224 \text{ N/m}$

Makas aralığı = 12 m.

Metraj = $224 \cdot 12 \cdot 1,5 = 4032 \text{ N}$

Aşıkların 3 metrede bir teşkil edilmesi halinde 1 çatı kırığı için 6 aşık kullanılacaktır.

Seçilen kesit IPE240 $\rightarrow g = 307 \text{ N/m}$

Makas aralığı = 12 m.

Metraj = $307 \cdot 12 \cdot 1,5 = 2763 \text{ N}$

Görülüyor ki 3 metrede bir teşkil edilen aşıklar daha ekonomik sonuç vermektedir. Kaplama da bu açıklıkta çalışabildiği için bu çözüm daha uygun görülmüştür. Diğer konstrüksiyona ait çatı da benzer açıklığa ve eğime sahip olduğundan orada da aşıklar 3 metre arayla teşkil edilerek boyutlandırılacaktır.

3.1.1 Kar Yığılması Bölgesinde Aşıkların Boyutlandırılması

Aşıkların boyutlandırmasında yapılan denemeler sonucunda en ekonomik çözüm olarak aşıkların iki açıklıkta sürekli kiriş ve ortadan tek gergili olarak çalışması seçilmiştir. Çatıya etkiyen rüzgar yükü emme olduğundan boyutlandırmada dikkate alınmayacaktır. Çatıya ilave olarak kar yığılmasından gelen yükler de hesaba katılacaktır. Aşık aralığının seçilmesinde mevcut aşık kesitinin kullanılacağı kabul edilirse en elverişsiz sonucun sehim olabileceği yaklaşımıyla Denk.(3.3) deki maksimum sehim fomülünden 12m makas aralığında:

$$f = 0,248 \frac{q \cdot l^4}{I} \quad (3.3)$$

$$\rightarrow q = \frac{f \cdot I}{0,248 \cdot l^4} \text{ elde edilir.}$$

$$f = 4 \text{ cm (1/300)}$$

$$I = 3892 \text{ cm}^4$$

$$l = 12 \text{ m} \rightarrow q = 30,3 \text{ KN/m} = 3030 \text{ N/m maksimum değeri aranmalıdır.}$$

Aşıkların kar yığılması için 1,5 m aralıklarla daha sık yerleştirilmesi

0,75 metre aşık aralığı için hesap:

Aşık için yük analizi

$$\text{Çatı eğimi} = 1,9^\circ$$

$$\text{Aldığı yük genişliği } a = 0,75 \text{ m (Y.D.)}$$

$$\text{Aşık açıklığı } l = 12 \text{ m}$$

$$\text{Çatı Örtüsü öz ağırlığı} \dots \dots \dots g = 10 \text{ kg/m}^2 \text{ (Y.D.)}$$

$$\text{Aşık özağırlığı(30,7/0,75)} \dots \dots \dots g = 40,9 \text{ kg/m}^2 \text{ (Y.D.)}$$

$$\text{Kar yükü} \dots \dots \dots P_k = 75 \text{ kg/m}^2 \text{ (Y.D.)}$$

$$\text{Kar yığılması yükü} \dots \dots \dots P_{ky} = 121,27 \text{ kg/m}^2 \text{ (Y.D.)}$$

$$q' = 247,17 \text{ kg/m}^2 \text{ (Y.D.)}$$

$$q = q' \cdot a = 247,17 \cdot 0,75 = 185,38 \text{ N/m (Y.D)} \quad \text{Y.D. (Yatay Düzlem)}$$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 185,38 \cdot \cos 1,9 = 185,28 \text{ N/m (Ç.D.)} \quad \text{Ç.D. (Çatı Düzlemi)}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 185,38 \cdot \sin 1,9 = 61,5 \text{ N/m (Ç.D.)}$$

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{11} = \frac{185,28 \cdot 12^2}{11} = 24254,8 \text{ Nm} = 2425,5 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_x = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{185,28 \cdot 12^2}{16} = 16675,2 \text{ Nm} = 1667,5 \text{ kNcm (Orta açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{11} = \frac{61,5 \cdot (12/2)^2}{11} = 201,3 \text{ Nm} = 20,1 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{61,5 \cdot (12/2)^2}{16} = 138,4 \text{ Nm} = 13,8 \text{ kNcm} \quad (\text{Orta açıklıkta})$$

Seçilen kesit : IPE240

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4, W_x = 324,3 \text{ cm}^3, I_y = 283,6 \text{ cm}^4, W_y = 47,27 \text{ cm}^3$$

Gerilme tahkiki:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{2425,5}{324,3} + \frac{20,1}{47,27} = 7,9 \text{ kN/cm}^2 < 2,1 \text{ t/cm}^2$$

Sehim Tahkiki:

$$\text{maks } f \leq \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm}$$

$$f_x = 2,48 \frac{q_x \cdot l^4}{I_x} = 2,48 \cdot \frac{0,18528 \cdot 12^4}{3892} = 2,4481 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,48 \frac{q_y \cdot (l/2)^4}{I_y} = 2,48 \cdot \frac{0,00615 \cdot 6^4}{283,6} = 0,0697 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{2,4481^2 + 0,0697^2} = 2,4491 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} = \frac{l}{300}$$

1,5 metre aşık aralığı için hesap:

Aşık için yük analizi

Çatı eğimi = 1,9°

Aldığı yük genişliği a = 1,5 m (Y.D.)

Aşık açıklığı l = 12 m

Çatı Örtüsü öz ağırlığı.....g = 100 N/m² (Y.D.)

Aşık özağırlığı(30,7/1,5)g = 205 N/m² (Y.D.)

Kar yükü.....P_k = 750 N/m² (Y.D.)

Kar yığılması yükü.....P_{ky} = 788,3 N/m² (Y.D.)

$$q' = 184,33 \text{ kg/m}^2 \text{ (Y.D)}$$

$$q = q' \cdot a = 1843,3 \cdot 1,5 = 2765,0 \text{ N/m (Y.D)} \quad \text{Y.D. (Yatay Düzlem)}$$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 2765,0 \cdot \cos 1,9 = 2763,5 \text{ N/m (Ç.D.)} \quad \text{Ç.D. (Çatı Düzlemi)}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 2765,0 \cdot \sin 1,9 = 91,7 \text{ N/m (Ç.D.)}$$

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{11} = \frac{2763,5 \cdot 12^2}{11} = 36176,7 \text{ Nm} = 3617,7 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_x = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{2763,5 \cdot 12^2}{16} = 24871,5 \text{ Nm} = 2487,2 \text{ kNcm (Orta açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{11} = \frac{9,17 \cdot (12/2)^2}{11} = 300,1 \text{ Nm} = 3,00 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{9,17 \cdot (12/2)^2}{16} = 206,3 \text{ Nm} = 20,6 \text{ kNcm (Orta açıklıkta)}$$

Seçilen kesit : IPE240

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4, W_x = 324,3 \text{ cm}^3, I_y = 283,6 \text{ cm}^4, W_y = 47,27 \text{ cm}^3$$

Gerilme tahkiki:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{3617,7}{324,3} + \frac{30,0}{47,27} = 11,8 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Tahkiki:

$$\text{maks } f \leq \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm}$$

$$f_x = 2,48 \frac{q_x \cdot l^4}{I_x} = 2,48 \cdot \frac{0,27635 \cdot 12^4}{3892} = 3,6514 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,48 \frac{q_y \cdot (l/2)^4}{I_y} = 2,48 \cdot \frac{0,00917 \cdot 6^4}{283,6} = 0,1039 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{3,6514^2 + 0,1039^2} = 3,6529 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} = \frac{1}{300}$$

2,25 metre aşık aralığı için hesap:

Aşık için yük analizi:

Çatı eğimi = 1,9°

Aldığı yük genişliği a = 1,5 m (Y.D.)

Aşık açıklığı l = 12 m

Çatı Örtüsü öz ağırlığı.....g = 100 N/m² (Y.D.)

Aşık özağırlığı(30,7/2,25)g = 136,4 N/m² (Y.D.)

Kar yükü.....P_k = 750 N/m² (Y.D.)

Kar yığılması yükü.....P_{ky} = 152,2 N/m² (Y.D.)

$$q' = 113,86 \text{ kg/m}^2 \text{ (Y.D.)}$$

$$q = q' \cdot a = 1138,6 \cdot 2,25 = 2561,9 \text{ N/m (Y.D.)} \quad \text{Y.D. (Yatay Düzlem)}$$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 2561,9 \cdot \cos 1,9 = 2560,5 \text{ N/m (Ç.D.)} \quad \text{Ç.D. (Çatı Düzlemi)}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 2561,9 \cdot \sin 1,9 = 84,9 \text{ N/m (Ç.D.)}$$

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{11} = \frac{2560,5 \cdot 12^2}{11} = 33519,2 \text{ Nm} = 3351,9 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_x = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{256,05 \cdot 12^2}{16} = 23044,5 \text{ Nm} = 2304,5 \text{ kNcm (Orta açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{11} = \frac{84,9 \cdot (12/2)^2}{11} = 277,9 \text{ Nm} = 27,8 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{84,9 \cdot (12/2)^2}{16} = 191,0 \text{ Nm} = 19,1 \text{ kNcm} \quad (\text{Orta açıklıkta})$$

Seçilen kesit : IPE240

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4, W_x = 324,3 \text{ cm}^3, I_y = 283,6 \text{ cm}^4, W_y = 47,27 \text{ cm}^3$$

Gerilme tahkiki:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{3351,9}{324,3} + \frac{27,8}{47,27} = 10,9 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Tahkiki:

$$\text{maks } f \leq \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm}$$

$$f_x = 2,48 \frac{q_x \cdot l^4}{I_x} = 2,48 \cdot \frac{0,25619 \cdot 12^4}{3892} = 3,3851 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,48 \frac{q_y \cdot (l/2)^4}{I_y} = 2,48 \cdot \frac{0,00849 \cdot 6^4}{283,6} = 0,0962 \text{ cm}$$

Sonuç:

Aşıkların 1,5 metrede bir teşkil edilmesi halinde kar yığılması bölgesinde 1 makasta kullanılan aşık sayısı 3'tür. 1 makas arası için hesap yapılırsa:

$$\text{Seçilen kesit IPE240} \rightarrow g = 307 \text{ N/m}$$

$$\text{Makas aralığı} = 12 \text{ m.}$$

$$\text{Metraj} = 307 \cdot 12 \cdot 3 = 11052 \text{ N}$$

Aşıkların 1,0 metrede bir teşkil edilmesi halinde kar yığılması bölgesinde 1 makasta kullanılan aşık sayısı 4'tür.

$$\text{Seçilen kesit IPE240} \rightarrow g = 307 \text{ N/m}$$

$$\text{Makas aralığı} = 12 \text{ m.}$$

$$\text{Metraj} = 307 \cdot 12 \cdot 4 = 14736 \text{ N}$$

Görülüyor ki kar yığılması bölgesindeki ilk 3 aşığın 1,5 metrede bir teşkili ekonomik olarak daha uygun sonuç vermektedir.

Gergi Hesabı:

Gergi hesabı en elverişsiz durum olan bina-1 için yapılmıştır. (Bkz. Şekil3.1)

Seçilen gergi Ø12 (St52)

$$q_y = 99,5 \text{ N/m} = 0,0995 \text{ KN/m}$$

$$\beta = 10,53^\circ$$

$$Z = \frac{1}{2 \cdot \cos \beta} \cdot [q_y \cdot (l/2) \cdot (S - 1)] \quad (3.12)$$

Z : Gergiye gelen maksimum kuvvet

β : Gerginin aşıkla yaptığı açı (Bkz. Şekil 3.1)

q_y : Aşığa gelen y yönündeki çizgisel yük

l : Aşık açıklığı

S : Bir çatı yönündeki aşık sayısı

$$Z = \frac{1}{2 \cdot \cos 10,53} \cdot [0,0995 \cdot (12/2) \cdot (7-1)] = 2,98 \text{ KN}$$

$$F_{diş} = \frac{\pi \cdot (0,86d)^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,86 \cdot 1,2)^2}{4} = 0,418 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{Z}{F_{diş}} = \frac{2,98}{0,418} = 7,13 \text{ KN/cm}^2 < 24 \text{ KN/cm}^2$$

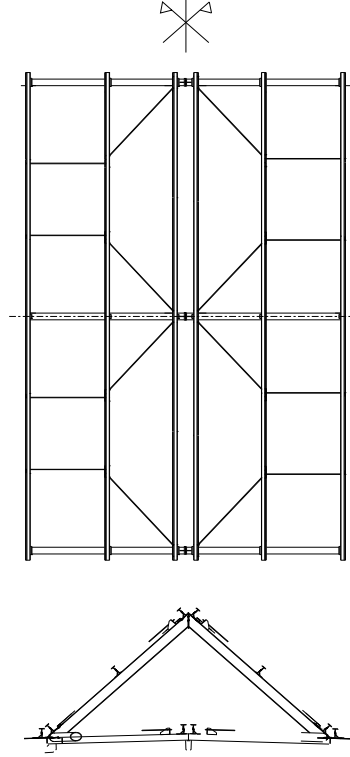
Bina-2 için Hesap:

Bina-1 ile aynı yapıda olduğundan benzer hesaplar kullanılmıştır.

3.1.2 Fenerlikler İçin Aşık Hesabı

Fenerlik-1 İçin Aşık Hesabı:

Aşıkların boyutlandırmasında denemeler yapılarak en uygun çözüm olarak aşıkların iki açıklıkta sürekli kiriş ve 1/3'lerden iki gergili çalışması planlanmıştır. Çatıya etkiyen rüzgar yükü emme olduğundan boyutlandırmada dikkate alınmayacaktır.



Şekil 3.4: Fenerlik Aşık Çatı Planı

Çatı eğimi = 45°

Aldığı yük genişliği $a = 1,5 \text{ m}$ (Y.D)

Aşık açıklığı $l = 12 \text{ m}$

Cam ve kaplama $(35/\cos 45)$ $g = 495,0 \text{ N/m}^2$ (Y.D.)

Aşık özağırlığı..... $g = 250 \text{ N/m}^2$ (Y.D.)

Kar yükü..... $P_k = 750 \text{ N/m}^2$ (Y.D.)

$$q' = 1495 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Y.D})$$

$$q = q' \cdot a = 1495 \cdot 1,5 = 2242,5 \text{ N/m (Y.D.)} \quad \text{Y.D. (Yatay Düzlem)}$$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 2242,5 \cdot \cos 45 = 1585,7 \text{ N/m (Ç.D.)} \quad \text{Ç.D. (Çatı Düzlemi)}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 2242,5 \cdot \sin 45 = 1585,7 \text{ N/m (Ç.D.)}$$

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{11} = \frac{1585,7 \cdot 12^2}{11} = 20758,3 \text{ Nm} = 2075,8 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_x = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{1585,7 \cdot 12^2}{16} = 14271,3 \text{ Nm} = 1427,1 \text{ kNcm (Orta açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{11} = \frac{1585,7 \cdot (12/3)^2}{11} = 2306,5 \text{ Nm} = 230,7 \text{ kNcm (Kenar açıklıkta)}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{16} = \frac{1585,7 \cdot (12/3)^2}{16} = 1585,7 \text{ Nm} = 158,6 \text{ kNcm (Orta açıklıkta)}$$

Seçilen kesit : IPE220

$$I_x = 2772 \text{ cm}^4, W_x = 252 \text{ cm}^3, I_y = 204,9 \text{ cm}^4, W_y = 37,25 \text{ cm}^3$$

Gerilme tahkiki:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{2075,8}{252} + \frac{230,7}{37,25} = 14,4 \text{ kN/cm}^2 < 2,1 \text{ t/cm}^2$$

Sehim Tahkiki:

$$\text{maks } f \leq \frac{1}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm}$$

$$f_x = 2,48 \frac{q_x \cdot l^4}{I_x} = 2,48 \cdot \frac{0,15857 \cdot 12^4}{2772} = 2,9232 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,48 \frac{q_y \cdot (l/2)^4}{I_y} = 2,48 \cdot \frac{0,15857 \cdot 4^4}{204,9} = 0,4913 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{2,9232^2 + 0,4913^2} = 2,9642 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} = \frac{1}{300}$$

Fenerlik-2 için Hesap:

Fenerlik-1 ile aynı yapıda olduğundan benzer hesaplar kullanılmıştır.

Fenerlikler için Gergi Hesabı :

Seçilen gergi Ø12 (St52)

$$q_y = 1850 \text{ N/m} = 1,85 \text{ KN/m}$$

$$\beta = 26,56^\circ$$

$$Z = \frac{1}{2 \cdot \cos \beta} [q_y \cdot (l/2) \cdot (S-1)]$$

Z : Gergiye gelen maksimum kuvvet

β : Gerginin aşıkla yaptığı açı (Bkz. Şekil 3.5)

q_y : Aşığa gelen y yönündeki çizgisel yük

l : Aşık açıklığı

S : Bir çatı yönündeki aşık sayısı

$$Z = \frac{1}{2 \cdot \cos 26,56} [1,85 \cdot (12/2) \cdot (3-1)] = 12,4 \text{ KN}$$

$$F = \frac{\pi \cdot (0,86d)^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,86 \cdot 1,2)^2}{4} = 0,418 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{Z}{F} = \frac{12,4}{0,418} = 29,66 \text{ KN/cm}^2 < 24 \text{ KN/cm}^2$$

3.2 Kolonların Boyutlandırılması

Hesaplarda bu üç kolon tipinden bir tanesinin hesabı gösterilmiştir. Diğerleri benzer şekilde yapılmıştır.

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.3.1.2'ye göre kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan aksel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, Yeni Deprem Yönetmeliği Denk.(4.1a) ve Denk.(4.1b)'ye göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan aksel basınç ve çekme kuvvetleri altında

da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır. Kolon enkesitlerinin aksenal basınç ve çekme kapasiteleri yönetmelikte Denk.(4.2c) ve Denk.(4.2d) ile hesaplanacaktır.

Sistemde hareketli yük olmadığı için Denk.(4.1a),Denk.(4.1b)'ye göre daha elverişsizdir.Denklem düzenlenirse aşağıdaki gibi olacaktır.

$$1,0.G \pm \Omega_o .E \quad (3.13)$$

Bu denklemde:

G : Zati Yükler

E : Deprem Yükleri

Ω_o : Büyütme Katsayısı

Büyütme Katsayısı'nın değerleri, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak Deprem Yönetmeliği Tablo 4.2'de verilmiştir. Bu tablo aşağıdaki gibidir.

Tablo 3.1: Taşıyıcı Sistem Türü

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_o
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

Sistem Süneklik düzeyi yüksek çerçeve olduğu için Ω_o değeri 2,5 alınmıştır ve denklemin son hali:

$$1,0.G \pm 2,5.E \text{ olur.}$$

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.6.4'e göre kolonlarda, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, kolonun taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

(a) Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetler.

(b) Denk.(4.1a) ve Denk.(4.1b)'de verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.3.6 bölümünde yönetmeliğin öngördüğü maddelerde öngörüldüğü şekilde, çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında σ_a akma gerilmesi yerine $D_a \cdot \sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacaktır. Arttırılmış akma gerilmesinin hesabında uygulanacak D_a katsayıları, yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak aşağıdaki tablodaki gibidir.

D_a Arttırma katsayıları Tablo (3.2) deki gibidir.

Tablo 3.2: Yapı Çeliği ve Eleman Türü

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	D_a
St37 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.2
Diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri	1.1
Tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar	1.1

Yukarıdaki tabloya göre St52 yapı çeliği için kullanılacak D_a katsayısı 1,1'dir.

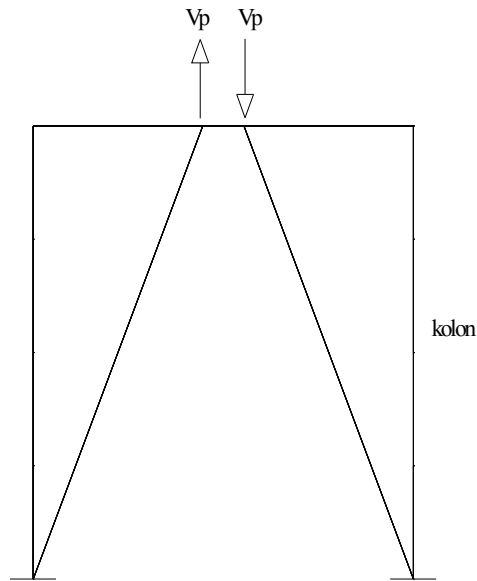
Yukarıdaki (a) maddesine göre yükler aşağıdaki gibidir:

Bağ kirişini kontrol eden kuvvet:

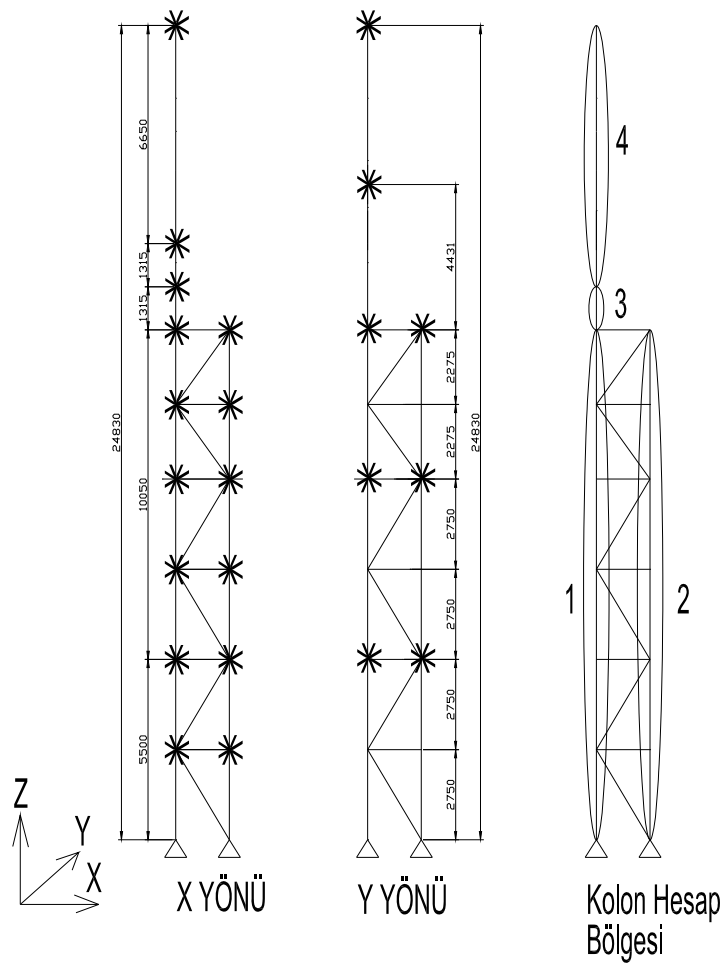
$$V_p = 330,5 \text{ kN}$$

olmaktadır.

(b) maddesindeki arttırılmış yüklere baktığımızda yüklerin bağ kirişini (a) maddesindeki seviyeye çıkarmadığı görülmektedir. Dolayısıyla küçük olan yükleme (b) maddesidir ve tüm kolonların kapasite hesapları da buna göre yapılacaktır.



Şekil 3.5: Bağ Kirişine Etki Eden Kesme Kuvveti



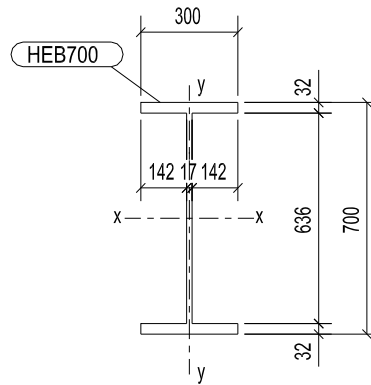
Şekil 3.6: Orta Kolon Burkulma Boyları

3.2.1 Orta Kolonların Boyutlandırılması

1 No'lu Kolon Kısmı:

Tablo 3.3: 1 No'lu Kolon Kısmı (kN-cm)

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	Case
237,00	COMB181	-5484,7	-2,0	1,4	0,6	0,00	$EiY^*(\Omega_o)$
241,00	COMB189	-821,1	8,7	-75,3	15606,9	13831,8	$EiY^*(\Omega_o)$
237,00	COMB180	3461,9	1,0	9,6	1480,7	437,4	$EiY^*(\Omega_o)$



Şekil 3.7: HEB700 Profili

HEB700'de (St52)

$F = 306,4 \text{ cm}^2$, $h = 700 \text{ mm}$, $t_f = 32 \text{ mm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $t_w = 17 \text{ mm}$, $d = 582 \text{ mm}$,

$I_x = 256900 \text{ cm}^4$, $I_y = 14440 \text{ cm}^4$, $G = 241 \text{ kg/m}$, $i_x = 28,96 \text{ cm}$, $i_y = 6,87 \text{ cm}$,

$W_{el,x} = 7340 \text{ cm}^3$, $W_{el,y} = 962,7 \text{ cm}^3$, $W_{pl,x} = 8327 \text{ cm}^3$, $W_{pl,y} = 1495 \text{ cm}^3$

Kompaktlık tahkiki

Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir.

Eğilme ve eksenel basınç etkisinde I kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde

$$- b/2t \leq 0,3 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (3.16)$$

$$30/2 \cdot 3,2 = 4,69 < 0,3 \cdot \sqrt{2100 / 3,6} = 7,25 \quad (\text{uygun})$$

$$-h/t_w \leq 3,2 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1,7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| \leq 0,10 \text{ için }) \quad (3.17)$$

$$\leq 1,33 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2,1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| > 0,10 \text{ için }) \quad (3.18)$$

$$70/1,7 = 41,17$$

$$|N_d / \sigma_a \cdot A| = |82,63 / 3,6 \cdot 306,4| = 0,075 < 0,10$$

$$70/1,7 = 41,17 < 3,2 \cdot \sqrt{2100 / 3,6} \left(1 - 1,7 \left| \frac{82,63}{3,6 \cdot 306,4} \right| \right) = 67,43 \quad (\text{uygun})$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 550}{28,96} = 18,99 \rightarrow \omega = 1,03$$

$$\lambda_y = \frac{0,91 \cdot 275}{6,87} = 40,02 \rightarrow \omega = 1,23$$

$$\lambda_{maks} = 1,23$$

$$w = \frac{0,6 \cdot \sigma_a}{\sigma_{bem}} \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{0,6 \cdot 36000}{1,25} = 17280 \text{ N/cm}^2 \quad (\text{TS648 Madde 3.2.2.1}) \quad (3.19)$$

$$\text{Depremlı durumda } \sigma_{bem} = 17,28 \cdot 1,33 = 22,98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{821,1}{306,4} = 2,7 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.20)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{13831,8}{7340} = 1,89 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.21)$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{15606,9}{962,7} = 16,21 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.22)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{2,7}{22,98} = 0,12 < 0,15 \quad (3.23)$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma da dikkate alınarak gerilme tahkiki TS648 - Madde 3.3.4.2 ve Madde 3.4 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (3.24)$$

σ_{BX} için hesap

Yanal tutulma boyu

$$c = 275 \text{ cm}$$

profilin basınca çalışan tarafının gövde yüksekliği

$$h' = (70/2 - 3,2) = 31,8 \text{ cm}$$

başlık alanına ilave edilecek gövde yüksekliği

$$h'' = h'/3 = 31,8/3 = 10,6 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{yb} = 30 \cdot 3,2 + 10,6 \cdot 1,7 = 114 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{1,5 \cdot 20^3}{12} + \frac{10,6 \cdot 1,7^3}{12} = 7204 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{7204}{114}} = 7,95 \text{ cm} \quad (3.24)$$

$$\beta_{kx} = 0,91$$

(y-y eksenine dik burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 0,91 \cdot \frac{275}{7,95} = 32,86 \quad (3.25)$$

$C_{bx} = 1,00$ (Eksenel kuvvet + eğilme)

$$\lambda = 32,86 < \sqrt{\frac{30000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,00}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{BI} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a \quad (3.26)$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (32,86)^2}{90000000 \cdot 1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 22450 \text{ N/cm}^2 > 21600 \text{ N/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B1} = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir. Bu hesaptaki birimler kg – cm cinsindendir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000 \cdot C_b}{s \cdot d / F_b} = \frac{840000 \cdot 1,00}{275 \cdot 70 / 114} = 8705,5 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.27)$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \max(2160; 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

σ_{By} için hesap

Kolon başlık genişliği $b = 30 \text{ cm}$

başlık kalınlığı $t_f = 3,2 \text{ cm}$

Yanal burkulma boyu $s = \ell = 550 \text{ cm}$

Yanal burkulmaya girecek başlık genişliği $b' = 30/2/3 = 5 \text{ cm}$

Alanların ağırlık merkezine uzaklığı $h' = (70 - 3,2)/2 = 33,4 \text{ cm}$

Başlık enkesit alanı $F'' = 2 \cdot [(30/2)/3] \cdot 3,2 = 32 \text{ cm}^2$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{xb} = 2 \cdot 5 \cdot 3,2 = 32 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = 2 * \left(\frac{5.3,2^3}{12} + 5.3,2.33,4^2 \right) = 35725,2 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{35725,2}{32}} = 33,41 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 1,0 \quad (\text{x-x eksenine dik boyu katsayısı})$$

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,00 \cdot \frac{550}{33,41} = 16,46$$

$$C_{by} = 1 \text{ (eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 16,46 < \sqrt{\frac{30000000.C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000.1}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000.C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (29,30)^2}{90000000.1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 2276 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000.1,00}{1100.30/32} = 815 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (uygun)}$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{By} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(2160; 815) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,60 \text{ N/cm}^2$$

TS648 uyarınca eğilmeli burkulma tahkiki depremli durumda:

$$\sigma_{bem} = 17,56.1,33 = 23,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 21,60 \cdot 1,33 = 28,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 21,60 \cdot 1,33 = 28,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{2,7}{23,4} + \frac{1,89}{28,73} + \frac{16,21}{28,73} = 0,115 + 0,066 + 0,564 = 0,745 < 1 \quad \text{(uygun)}$$

Kesme güvenliği kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V = 75,3 \text{ kN}$$

$$F_g = d \cdot t_w = 58,2 \cdot 1,7 = 98,94 \text{ cm}^2 \quad (3.28)$$

$$\tau = \frac{75,3}{98,94} \text{ t/cm}^2 \cdot 0,8 < 13,50 \cdot 1,33 = 18,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{(uygun)}$$

Kolonun İç Kuvvet Kapasiteleri:

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.5'e göre gerilme sınır değerleridir.

Eğilme momenti Kapasitesi :

$$M_{px} = W_{px} \cdot \sigma_a \quad (3.29)$$

$$M_{px} = 8327 \cdot 36 = 299772 \text{ kNcm}$$

$$M_{py} = W_{py} \cdot \sigma_a \quad (3.30)$$

$$M_{py} = 1495 \cdot 36 = 53820 \text{ kNcm}$$

Kesme kuvveti Kapasitesi :

$$V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot A_k \quad (3.31)$$

$$V_p = 0,60 \cdot 36 \cdot (70-2.3,2) \cdot 1,7 = 2335 \text{ kN}$$

Eksenel basınç kapasitesi :

$$N_{bp} = 1,7 \cdot \sigma_{bem} \cdot A \quad (3.32)$$

$$N_{bp} = 1,7 \cdot 26,1 \cdot 306,4 = 135950 \text{ kN}$$

Eksenel çekme kapasitesi :

$$N_{cp} = \sigma_a \cdot A_n \quad (3.33)$$

$$N_{cp} = 36 \cdot 306,4 = 11030 \text{ kN}$$

$V_d < V_p$ olmalıdır.

$$V_d = 74,3 \text{ kN} < V_p = 2335 \text{ kN} \quad (\text{comb189}) \quad (\text{uygun})$$

$N_{bd} < N_{bp}$ olmalıdır.

$$N_{bd} = -5484,7 \text{ kN} < N_{bp} = 13595 \text{ kN} \quad (\text{comb181}) \quad (\text{uygun})$$

$N_{cd} < N_{cp}$ olmalıdır.

$$N_{cd} = 3461,9 \text{ kN} < N_{cp} = 11030 \text{ kN} \quad (\text{comb180}) \quad (\text{uygun})$$

2 No'lu Kolon Kısmı:

Tablo 3.4: 2 No'lu Kolon Kısmı

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	Case
242,00	COMB181	-5214,5	-1,2	-2,9	-0,	-0,	EİY*(Ω_o)
243,00	COMB180	2883,5	0,0	0,3	1535,3	322,	EİY*(Ω_o)
245,00	COMB189	-1773,9	4,1	56,	-13225,	9367,	EİY*(Ω_o)

HEB700'de (St52)

$$F = 306,4 \text{ cm}^2, h = 700 \text{ mm}, t_f = 32 \text{ mm}, b = 300 \text{ mm}, t_w = 17 \text{ mm}, d = 582 \text{ mm},$$

$$I_x = 256900 \text{ cm}^4, I_y = 14440 \text{ cm}^4, G = 241 \text{ kg/m}, i_x = 28,96 \text{ cm}, i_y = 6,87 \text{ cm},$$

$$W_{el,x} = 7340 \text{ cm}^3, W_{el,y} = 962,7 \text{ cm}^3, W_{pl,x} = 8327 \text{ cm}^3, W_{pl,y} = 1495 \text{ cm}^3$$

Kompaktlık tahkiki:

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir.

Eğilme ve eksenel basınç etkisinde I kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde

$$- b/2t \leq 0,3 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$30/2.3,2 = 4,69 < 0,3 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 7,25 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$- h/t_w \leq 3,2 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1,7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| \leq 0,10 \text{ için })$$

$$\leq 1,33 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2,1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| > 0,10 \text{ için })$$

$$70/1,7 = 41,17$$

$$|N_d / \sigma_a \cdot A| = |82,63 / 3,6 \cdot 306,4| = 0,075 < 0,10$$

$$70/1,7 = 41,17 < 3,2 \cdot \sqrt{2100/3,6} \left(1 - 1,7 \cdot \left| \frac{82,63}{3,6 \cdot 306,4} \right| \right) = 67,43 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\lambda_x = \frac{0,99 \cdot 550}{28,96} = 18,80 \rightarrow \omega = 1,03$$

$$\lambda_y = \frac{0,85 \cdot 275}{6,87} = 34,02 \rightarrow \omega = 1,18$$

$$\lambda_{maks} = 1,18$$

$$w = \frac{0,6 \cdot \sigma_a}{\sigma_{bem}} \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{0,6 \cdot 36000}{1,18} = 18310 \text{ N/cm}^2 \quad (\text{TS648 Madde 3.2.2.1})$$

$$\text{Depremlilik durumunda } \sigma_{bem} = 18,31 \cdot 1,33 = 24,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{1773,9}{306,4} = 5,79 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{9367}{7340} = 1,28 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{13225,8}{962,7} = 13,74 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{5,79}{4,35} = 0,238 > 0,15$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma da dikkate alınarak gerilme tahkiki TS648 - Madde 3.3.4.2 ve Madde 3.4 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \cdot \sigma_{bx}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \cdot \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{by}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey'}}\right) \cdot \sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,60 \cdot \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

$$\sigma_{e'} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot s_b / i_b)^2} \cdot \frac{1}{2,5} = \frac{8290000}{(K \cdot s_b / i_b)^2} = \frac{8290000}{\lambda^2}$$

σ_{BX} için hesap

yanal tutulma boyu

$$c = 275 \text{ cm}$$

profilin basınca çalışan tarafının gövde yüksekliği

$$h' = (70/2 - 3,2) = 31,8 \text{ cm}$$

başlık alanına ilave edilecek gövde yüksekliği

$$h'' = h'/3 = 31,8/3 = 10,6 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{yb} = 30 \cdot 3,2 + 10,6 \cdot 1,7 = 114 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{1,5 \cdot 20^3}{12} + \frac{10,6 \cdot 1,7^3}{12} = 7204 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{7204}{114}} = 7,95 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 0,85 \quad (\text{y-y eksenine dik burkulma boyu katsayısı})$$

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 0,85 \cdot \frac{275}{7,95} = 29,40$$

$$C_{mx} = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{0}{936,7} = 0,6 \geq 0,4$$

$$\sigma_{ex'} = \frac{8290000}{29,40} = 281973$$

$$C_{bx} = 1,00 \text{ (Eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 29,40 < \sqrt{\frac{300000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{300000000 \cdot 1,00}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{900000000 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (29,40)^2}{900000000 \cdot 1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 2276 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B1} = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000 \cdot C_b}{s \cdot d / F_b} = \frac{840000 \cdot 1,00}{275 \cdot 70 / 114} = 8705,5 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \max(2160; 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

σ_{By} için hesap:

$$\text{Kolon başlık genişliği} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{başlık kalınlığı} \quad t_f = 3,2 \text{ cm}$$

$$\text{Yanal burkulma boyu} \quad s = \ell = 550 \text{ cm}$$

$$\text{Yanal burkulmaya girecek başlık genişliği} \quad b' = 30/2/3 = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Alanların ağırlık merkezine uzaklığı} \quad h' = (70-3,2)/2 = 33,4 \text{ cm}$$

$$\text{Başlık enkesit alanı} \quad F'' = 2 \cdot [(30/2)/3] \cdot 3,2 = 32 \text{ cm}^2$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{xb} = 2 \cdot 5 \cdot 3,2 = 32 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = 2 \cdot \left(\frac{5 \cdot 3,2^3}{12} + 5 \cdot 3,2 \cdot 33,4^2 \right) = 35725,2 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{35725,2}{32}} = 33,41 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 0,99 \quad (\text{x-x eksenine dik boyu katsayısı})$$

$$C_{my} = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{-195,448}{1322,58} = 0,659 \geq 0,4$$

$$\sigma_{ey'} = \frac{8290000}{26,34} = 314730$$

$$C_{by} = 1 \text{ (eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 16,29 < \sqrt{\frac{30000000.C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000.1}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000.C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (26,34)^2}{90000000 \cdot 1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 23000 \text{ N/cm}^2 > 21600 \text{ N/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000 \cdot 1,00}{1100 \cdot 30/32} = 8150 \text{ N/cm}^2 < 21600 \text{ N/cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{By} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(2160; 815) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,60 \text{ kN/cm}^2$$

TS648 uyarınca eğilmeli burkulma tahkiki depremli durumda:

$$\sigma_{bem} = 18,31 \cdot 1,33 = 24,35 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 21,60 \cdot 1,33 = 28,73 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 21,60 \cdot 1,33 = 28,73 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \cdot \sigma_{bx}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \cdot \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{by}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey'}}\right) \cdot \sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$\frac{0,579}{2,435} + \frac{0,6.0,128}{\left(1,0 - \frac{2,610}{281973}\right).2,873} + \frac{0,659.1,374}{\left(1,0 - \frac{2,610}{314730}\right).2,873} \leq 1,0$$

$$0,237 + 0,027 + 0,315 = 0,579 < 1,0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,60.\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$\frac{5,79}{26,10} + \frac{1,28}{28,73} + \frac{13,74}{28,73} = 0,222 + 0,045 + 0,478 = 0,745 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V = 56,1 \text{ kN}$$

$$F_g = d \cdot t_w = 58,2 \cdot 1,7 = 98,94 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{56,1}{98,94} = 0,6 \text{ kN/cm}^2 < 13,50 \cdot 1,33 = 18,0 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolonun İç Kuvvet Kapasiteleri:

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.5'e göre gerilme sınır değerleridir.

$$\text{Eğilme momenti Kapasitesi : } M_{px} = W_{px} \cdot \sigma_a = 8327 \cdot 36 = 299772 \text{ tcm}$$

$$M_{py} = W_{py} \cdot \sigma_a = 1495 \cdot 36 = 53820 \text{ tcm}$$

$$\text{Kesme kuvveti Kapasitesi : } V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot A_k = 0,60 \cdot 36 \cdot (70 - 2 \cdot 3,2) \cdot 1,7 = 2335 \text{ t}$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi : } N_{bp} = 1,7 \cdot \sigma_{bem} \cdot A = 1,7 \cdot 26,1 \cdot 306,4 = 13595 \text{ t}$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi : } N_{cp} = \sigma_a \cdot A_n = 36 \cdot 306,4 = 11030 \text{ t}$$

$V_d < V_p$ olmalıdır.

$$V_d = 56,1 \text{ kN} < V_p = 2335 \text{ kN} \quad (\text{comb189}) \quad (\text{uygun})$$

$N_{bd} < N_{bp}$ olmalıdır.

$$N_{bd} = -5214,5 \text{ kN} < N_{bp} = 13595 \text{ kN} \quad (\text{comb181}) \quad (\text{uygun})$$

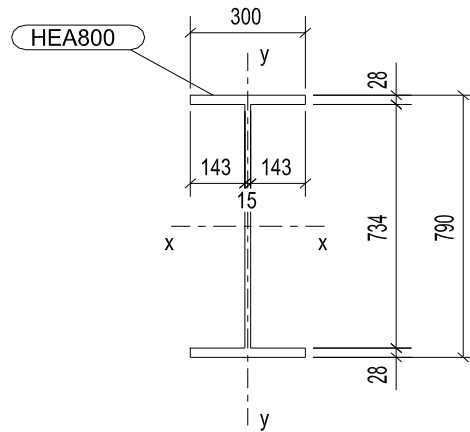
$N_{\text{çd}} < N_{\text{çp}}$ olmalıdır.

$$N_{\text{çd}} = 2883,5 \text{ kN} < N_{\text{çp}} = 11030 \text{ kN} \quad (\text{comb180}) \quad (\text{uygun})$$

3 No'lu Kolon Kısmı:

Tablo 3.5: 3 No'lu Kolon Kısmı

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	Case
Text	Text	kN	kN	kN	kN -cm	kN -cm	
896,00	COMB177	-204,6	306,1	10,5	1682,1	171125,6	EIY*(Ω_o)
1081,00	COMB180	-251,2	-260,3	-13,2	-2079,4	-158322,5	EIY*(Ω_o)



Şekil 3.8: HEA800 Profili

HEA800'de (St52)

$$F = 285,8 \text{ cm}^2, h = 790 \text{ mm}, t_f = 28 \text{ mm}, b = 300 \text{ mm}, t_w = 15 \text{ mm}, d = 674 \text{ mm},$$

$$I_x = 303400 \text{ cm}^4, I_y = 12640 \text{ cm}^4, G = 224 \text{ kg/m}, i_x = 32,58 \text{ cm}, i_y = 6,65 \text{ cm},$$

$$W_{el,x} = 7682 \text{ cm}^3, W_{el,y} = 842,6 \text{ cm}^3, W_{pl,x} = 8699 \text{ cm}^3, W_{pl,y} = 1312 \text{ cm}^3$$

Kompaktlık tahkiki:

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir.

Eğilme ve eksenel basınç etkisinde I kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde

$$-b/2t \leq 0,3 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$30/2.2,8 = 5,36 < 0,3 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 7,25 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$-h/t_w \leq 3,2 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1,7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| \leq 0,10 \text{ için })$$

$$\leq 1,33 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2,1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| > 0,10 \text{ için })$$

$$|N_d / \sigma_a \cdot A| = |-20,46 / 3,6 \cdot 285,8| = 0,019 < 0,10$$

$$70/1,7 = 41,17 < 3,2 \cdot \sqrt{2100/3,6} \left(1 - 1,7 \left| \frac{-20,46}{3,6 \cdot 285,8} \right| \right) = 74,67 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\lambda_x = \frac{4,23 \cdot 121}{32,58} = 15,71 \rightarrow \omega = 1,02$$

$$\lambda_y = \frac{2,19 \cdot 121}{6,65} = 39,84 \rightarrow \omega = 1,25$$

$$\lambda_{maks} = 1,25$$

$$w = \frac{0,6 \cdot \sigma_a}{\sigma_{bem}} \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{0,6 \cdot 36000}{1,25} = 17280 \text{ N/cm}^2 \quad (\text{TS648 Madde 3.2.2.1})$$

$$\text{Depremlı durumda } \sigma_{bem} = 17,28 \cdot 1,33 = 23,0 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{204,6}{285,8} = 0,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{171125,6}{7682} = 22,28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{1682,1}{842,6} = 2,0 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,72}{23,0} = 0,042 < 0,15$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma da dikkate alınarak gerilme tahkiki TS648 – Madde 3.3.4.2 ve Madde 3.4 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0$$

σ_{Bx} için hesap:

yanal tutulma boyu

$$c = 121 \text{ cm}$$

profilin basınca çalışan tarafının gövde yüksekliği

$$h' = (79/2 - 2,8) = 36,7 \text{ cm}$$

başlık alanına ilave edilecek gövde yüksekliği

$$h'' = h'/3 = 36,7/3 = 12,23 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{yb} = 30 \cdot 2,8 + 12,23 \cdot 1,5 = 102,4 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{2,8 \cdot 30^3}{12} + \frac{12,23 \cdot 1,5^3}{12} = 6303 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{6303}{102,4}} = 7,85 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 4,23$$

(y-y eksenine dik burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 4,23 \cdot \frac{121}{7,85} = 65,20$$

$$C_{bx} = 1,00 \text{ (Eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 65,20 < \sqrt{\frac{30000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,00}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (57,64)^2}{90000000 \cdot 1,0} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 1922 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000 \cdot C_b}{s \cdot d / F_b} = \frac{840000 \cdot 1,00}{121,79 / 102,4} = 8998 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B1} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \max(1922; 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,60 \text{ kN/cm}^2$$

σ_{By} için hesap:

Kolon başlık genişliği

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

başlık kalınlığı

$$t_f = 2,8 \text{ cm}$$

Yanal burkulma boyu

$$s = \ell = 121 \text{ cm}$$

Yanal burkulmaya girecek başlık genişliği

$$b' = 30/2/3 = 5 \text{ cm}$$

Alanların ağırlık merkezine uzaklığı

$$h' = (79 - 3,2)/2 = 37,9 \text{ cm}$$

Başlık enkesit alanı

$$F'' = 2 \cdot [(30/2)/3] \cdot 2,8 = 28 \text{ cm}^2$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$I_{xb} = 2 \cdot \left(\frac{5 \cdot 2,8^3}{12} + 5 \cdot 2,8 \cdot 37,9^2 \right) = 40663 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{40663}{28}} = 38,11 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 2,19 \quad (\text{x-x eksenine dik boyu katsayısı})$$

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 2,19 \cdot \frac{121}{38,11} = 6,95$$

$$C_{by} = 1 \text{ (eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 6,95 < \sqrt{\frac{300000000.C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{300000000.1}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000.C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (11,87)^2}{90000000 \cdot 1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 2379 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000 \cdot 1,00}{121.30/28} = 23695 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{By} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(2160; 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,60 \text{ kN/cm}^2$$

TS648 uyarınca eğilmeli burkulma tahkiki depremli durumda:

$$\sigma_{bem} = 13,01 \cdot 1,33 = 17,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 21,60 \cdot 1,33 = 28,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 21,60 \cdot 1,33 = 28,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,72}{15,12} + \frac{22,28}{28,73} + \frac{2,0}{28,73} = 0,047 + 0,775 + 0,069 = 0,891 < 1 \quad \textbf{(uygun)}$$

Kesme güvenliği kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V = 306,1 \text{ kN}$$

$$F_g = d \cdot t_w = 67,4 \cdot 1,5 = 101,1 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{306,1}{101,1} = 3,0 \text{ kN/cm}^2 < 13,50 \cdot 1,33 = 18,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

Kolonun İç Kuvvet Kapasiteleri:

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.5'e göre gerilme sınır değerleridir.

$$\text{Eğilme momenti Kapasitesi : } M_{px} = W_{px} \cdot \sigma_a = 8699 \cdot 36 = 313164 \text{ kNcm}$$

$$M_{py} = W_{py} \cdot \sigma_a = 1312 \cdot 36 = 47232 \text{ kNcm}$$

$$\text{Kesme kuvveti Kapasitesi : } V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot A_k = 0,60 \cdot 36 \cdot (79 - 2 \cdot 2,8) \cdot 1,5 = 2378 \text{ kN}$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi : } N_{bp} = 1,7 \cdot \sigma_{bem} \cdot A = 1,7 \cdot 26,1 \cdot 285,8 = 12681 \text{ kN}$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi : } N_{cp} = \sigma_a \cdot A_n = 36 \cdot 285,6 = 10282 \text{ kN}$$

$V_d < V_p$ olmalıdır.

$$V_d = 306,1 \text{ kN} < V_p = 237,8 \text{ kN} \quad \text{(comb177)} \quad \textbf{(uygun)}$$

$N_{bd} < N_{bp}$ olmalıdır.

$$N_{bd} = -251,2 \text{ kN} < N_{bp} = 13595 \text{ kN} \quad \text{(comb180)} \quad \textbf{(uygun)}$$

4 No'lu Kolon Kısımı:

Tablo 3.6: 4 No'lu Kolon Kısımı

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	Case
Text	Text	kN	kN	kN	kN -cm	kN -cm	
896,00	COMB177	-201,9	306,1	10,5	407,8	135440,9	EİY*(Ω _o)

HEA800'de (St52)

$F = 285,8 \text{ cm}^2$, $h = 790 \text{ mm}$, $t_f = 28 \text{ mm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $t_w = 15 \text{ mm}$, $d = 674 \text{ mm}$,

$I_x = 303400 \text{ cm}^4$, $I_y = 12640 \text{ cm}^4$, $G = 224 \text{ kg/m}$, $i_x = 32,58 \text{ cm}$, $i_y = 6,65 \text{ cm}$,

$W_{el,x} = 7682 \text{ cm}^3$, $W_{el,y} = 842,6 \text{ cm}^3$, $W_{pl,x} = 8699 \text{ cm}^3$, $W_{pl,y} = 1312 \text{ cm}^3$

Kompaktlık tahkiki:

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir.

Eğilme ve eksenel basınç etkisinde I kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde

$$-b/2t \leq 0,3 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$30/2 \cdot 2,8 = 5,36 < 0,3 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 7,25 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$-h/t_w \leq 3,2 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1,7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| \leq 0,10 \text{ için })$$

$$\leq 1,33 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2,1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| > 0,10 \text{ için })$$

$$|N_d / \sigma_a \cdot A| = |-20,19 / 3,6 \cdot 285,8| = 0,019 < 0,10$$

$$70/1,7 = 41,17 < 3,2 \cdot \sqrt{2100/3,6} \left(1 - 1,7 \left| \frac{-20,46}{3,6 \cdot 285,8} \right| \right) = 74,69 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\lambda_x = \frac{0,82 \cdot 665}{32,58} = 16,74 \rightarrow \omega = 1,02$$

$$\lambda_y = \frac{0,45 \cdot 797}{6,65} = 53,9 \rightarrow \omega = 1,43$$

$$\lambda_{\text{maks}} = 1,43$$

$$w = \frac{0,6 \cdot \sigma_a}{\sigma_{\text{bem}}} \rightarrow \sigma_{\text{bem}} = \frac{0,6 \cdot 36000}{1,43} = 15100 \text{ N/cm}^2 \text{ (TS648 Madde 3.2.2.1)}$$

$$\text{Depremlı durumda } \sigma_{\text{bem}} = 9432 \cdot 1,33 = 20080 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{201,9}{285,8} = 0,71 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bx}} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{135440,9}{7682} = 17,63 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{by}} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{407,8}{842,6} = 0,48 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} = \frac{0,71}{20080} = 0,035 < 0,15$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma da dikkate alınarak gerilme tahkiki TS648 - Madde 3.3.4.2 ve Madde 3.4 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} + \frac{\sigma_{\text{bx}}}{\sigma_{\text{Bx}}} + \frac{\sigma_{\text{by}}}{\sigma_{\text{By}}} \leq 1,0$$

σ_{BX} için hesap

yanal tutulma boyu

$$c = 807 \text{ cm}$$

profilin basınca çalışan tarafının gövde yüksekliği

$$h' = (79/2 - 2,8) = 36,7 \text{ cm}$$

başlık alanına ilave edilecek gövde yüksekliği

$$h'' = h'/3 = 36,7/3 = 12,23 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{yb} = 30 \cdot 2,8 + 12,23 \cdot 1,5 = 102,4 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{2,8 \cdot 30^3}{12} + \frac{12,23 \cdot 1,5^3}{12} = 6303 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{6303}{102,4}} = 7,85 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 0,45 \quad (\text{y-y eksenine dik burkulma boyu katsayısı})$$

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 0,45 \cdot \frac{797}{7,85} = 45,69$$

$$C_{bx} = 1,00 \text{ (Eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 45,69 < \sqrt{\frac{300000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{300000000 \cdot 1,00}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{900000000 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (78,13)^2}{900000000 \cdot 1,0} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 1521 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000 \cdot C_b}{s \cdot d / F_b} = \frac{840000 \cdot 1,00}{807,79 / 102,4} = 1349 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{Bx} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(1521; 1349) \text{ kg/cm}^2 = 1521 \text{ kg/cm}^2 = 15,21 \text{ kN/cm}^2$$

σ_{By} için hesap

Kolon başlık genişliği

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

başlık kalınlığı

$$t_f = 2,8 \text{ cm}$$

Yanal burkulma boyu

$$s = \ell = 665 \text{ cm}$$

Yanal burkulmaya girecek başlık genişliği

$$b' = 30/2/3 = 5 \text{ cm}$$

Alanların ağırlık merkezine uzaklığı

$$h' = (79-3,2)/2 = 37,9 \text{ cm}$$

Başlık enkesit alanı

$$F'' = 2 \cdot [(30/2)/3] \cdot 2,8 = 28 \text{ cm}^2$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$I_{xb} = 2 \cdot \left(\frac{5 \cdot 2,8^3}{12} + 5 \cdot 2,8 \cdot 37,9^2 \right) = 40663 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{40663}{28}} = 38,11 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 0,82 \quad (\text{x-x eksenine dik boyu katsayısı})$$

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 0,82 \cdot \frac{665}{38,11} = 14,31$$

$$C_{by} = 1 \text{ (eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 14,31 < \sqrt{\frac{30000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (12,07)^2}{90000000 \cdot 1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 2379 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d / F_b} = \frac{840000.1,00}{605.30/28} = 1296 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{By} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(2160; 1296) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,60 \text{ kN/cm}^2$$

TS648 uyarınca eğilmeli burkulma tahkiki depremli durumda:

$$\sigma_{bem} = 9432 \cdot 1,33 = 12,54 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 15,21 \cdot 1,33 = 20,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 21,60 \cdot 1,33 = 28,73 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{0,71}{12,54} + \frac{17,63}{20,23} + \frac{0,48}{28,73} = 0,057 + 0,871 + 0,017 = 0,945 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Orta ve Kenar Uzun Kolonlar İçin Kolon Diagonallerinin boyutlandırılması: (GRUP 1-2-3-4)

Tablo 3.7: Kolon Diagonalleri

Frame	OutputCase	P (kN)	Case
276,00	COMB182	-502,0	EİY*(Ω _o)
279,00	COMB177	497,6	EİY*(Ω _o)

Seçilen Kesit : KUTU-120*10,0

$$F = 44 \text{ cm}^2, h = 120 \text{ mm}, b = 120 \text{ mm}, t = 10,0 \text{ mm}, I_x = I_y = 894,7 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 4,51 \text{ cm}$$

Kompaktlık tahkiki:

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir. Eğilme veya eksenel basınç etkisinde kutu kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde:

$$- b/t \leq 0,7 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$120/10 = 12,00 < 0,7 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 16,91 \quad (\text{uygun})$$

Çekme Halinde:

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{49,76}{44} = 11,3 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{çem}} = 24 \cdot 1,33 = 31,92 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Basınç Halinde:

$$\beta_x = \beta_y = 1,0$$

$$\ell = 340 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,00 \cdot 340}{4,51} = 75,39 \rightarrow \omega = 1,81$$

$$\sigma = \omega \cdot \frac{N}{F} = 1,81 \cdot \frac{50,20}{44} = 2,07 < \sigma_{\text{em}} = 21,6 \cdot 1,33 = 28,7 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolon Diagonallerinin boyutlandırılması: (GRUP 1)

Tablo 3.8: Kolon Diagonalleri Grup1

Frame	OutputCase	P (kN)	Case
276,00	COMB182	-502,0	EİY*(Ω_o)
279,00	COMB177	497,6	EİY*(Ω_o)

Hesap için seçilen kesit : KUTU-120*7,1 (St52)

$$F = 32,06 \text{ cm}^2, h = 120 \text{ mm}, b = 120 \text{ mm}, t = 7,1 \text{ mm}, I_x = I_y = 683,9 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 4,62 \text{ cm}$$

Kompaktlık tahkiki:

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir. Eğilme veya eksenel basınç etkisinde kutu kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde:

$$- b/t \leq 0,7 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$120/7,1 = 16,90 < 0,7 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 16,91 \quad (\text{uygun})$$

Çekme Halinde:

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{497,6}{32,06} = 15,5 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{çem}} = 24 \cdot 1,33 = 31,92 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Basınç Halinde:

$$\beta_x = \beta_y = 1,0$$

$$\ell = 340 \text{ cm}$$

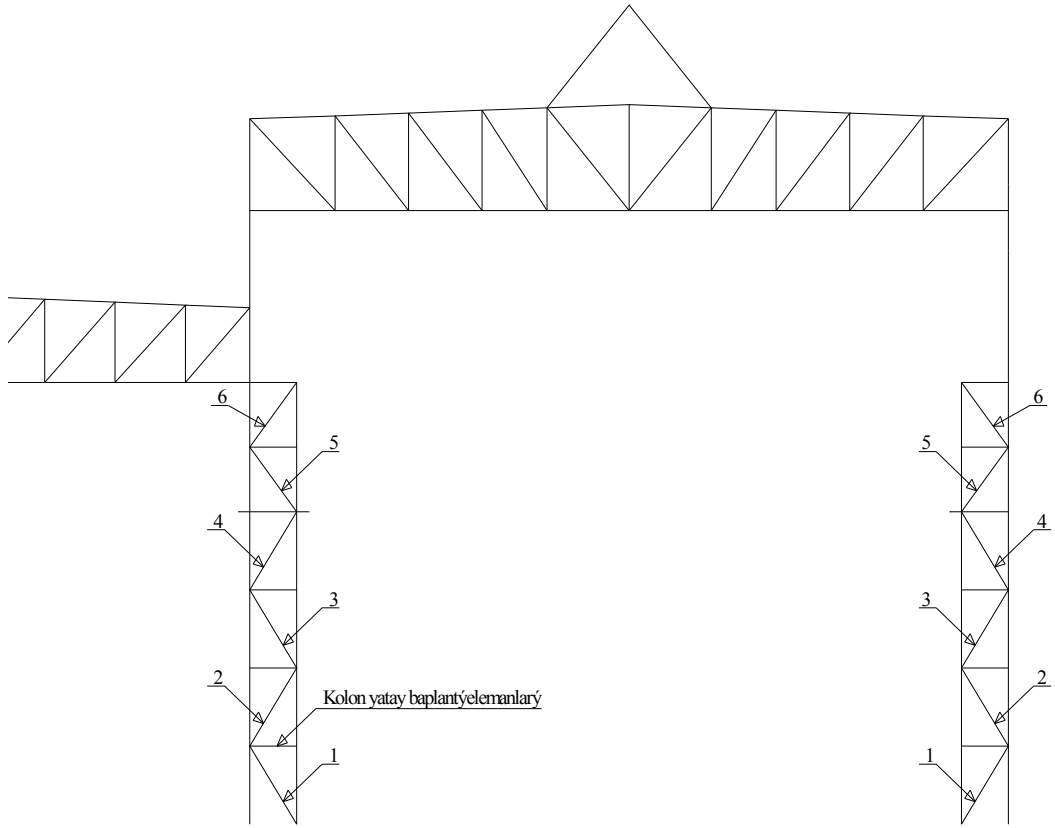
$$\lambda = \frac{1,00 \cdot 340}{4,62} = 74 \rightarrow \omega = 1,78$$

$$\sigma = \omega \cdot \frac{N}{F} = 1,78 \cdot \frac{502,0}{32,06} = 27,8 < \sigma_{\text{em}} = 21,6 \cdot 1,33 = 28,7 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Benzer şekilde diğer gruplar için de tahkik yapıldığında hesapta çıkan kesitler ve malzeme istiflemeye az çeşit olması açısından seçilen kesitler şu şekildedir.

Tablo 3.9: Kolon İçin Hesaplanan ve Seçilen Kesitler

GRUP	HESAPLANAN	SEÇİLEN
1	Kutu120x7,1	Kutu120x7,1
2	Kutu120x7,1	Kutu120x7,1
3	Kutu115x7,1	Kutu120x7,1
4	Kutu120x7,1	Kutu120x7,1
5	Kutu100x6,3	Kutu100x6,3
6	Kutu100x6,3	Kutu100x6,3



Şekil 3.9: Kolon Diagonal Elemanları

Orta ve Kenar Uzun Kolonlar İçin Kolon Yatay Bağlantı Elemanlarının Boyutlandırılması:

Tablo 3.10: Kolon Yatay Bağlantı Elemanları

Frame	OutputCase	P (kN)	Case
262,00	COMB184	-51,8	$E\dot{I}Y^*(\Omega_o)$
267,00	COMB181	80,9	$E\dot{I}Y^*(\Omega_o)$

Seçilen Kesit : KUTU-50*5 (St52)

$$F= 9,00 \text{ cm}^2, h = 50 \text{ mm}, b = 50 \text{ mm}, t = 5 \text{ mm}, I_x = I_y = 30,75 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 1,85 \text{ cm}$$

Kompaktlık tahkiki:

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir. Eğilme veya aksenal basınç etkisinde kutu kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde:

$$- b/t \leq 0,7 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$50/5 = 10,00 < 0,7 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 16,91 \quad (\text{uygun})$$

Çekme Halinde:

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{80,9}{9} = 11,3 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{çem}} = 24 \cdot 1,33 = 31,92 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Basınç Halinde:

$$\beta_x = \beta_y = 1,0$$

$$\ell = 340 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,00 \cdot 200}{1,85} = 108 \rightarrow \omega = 3,04$$

$$\sigma = \omega \cdot \frac{N}{F} = 3,04 \cdot \frac{51,8}{9} = 17,5 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{em}} = 21,6 \cdot 1,33 = 28,7 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.3 Makas Elemanlarının Boyutlandırılması

3.3.1 Makas-1 Elemanlarının Boyutlandırılması

Makas alt başlığının boyutlandırılması

Makas alt başlıkları çekme elemanları olarak boyutlandırılacaktır.

Tablo 3.11: Makas Alt Başlığı

Frame	OutputCase	P	V2	M2	M3	CASE
Text	Text	kN	kN	kN-cm	kN-cm	
1197,00	COMB64	613,3	0,1	8,8	204,0	EY

Seçilen Kesit: HEB140 (St52)

$$F = 42,96 \text{ cm}^2, h = 140 \text{ mm}, t_w = 7,0 \text{ mm}, W_{el,x} = 215,6 \text{ cm}^3, W_{el,y} = 78,52 \text{ cm}^3,$$

Kompaktlık tahkiki

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir.

Eğilme etkisinde I kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde

$$h/t_w \leq 3,2 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (3.1)$$

$$140/7,0 = 20,00 < 77,29 \quad (\text{uygun})$$

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{613,3}{42,96} + \frac{204,0}{215,6} + \frac{8,8}{78,52} = 15,3 \text{ kN/cm}^2 < 2,4 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.2)$$

Makas üst başlığının boyutlandırılması:

Makas üst başlıkları eğilmeli basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

Tablo 3.12: Makas Üst Başlığı

Frame	OutputCase	P	V2	M2	M3	CASE
Text	Text	kN	kN	kN-cm	kN-cm	
1401,00	COMB57	-599,8	-0,9	2,2	225,0	EY

Seçilen Kesit: HEB160 (St52)

$F = 54,25 \text{ cm}^2$, $h = 160 \text{ mm}$, $t_f = 13,0 \text{ mm}$, $b = 160 \text{ mm}$, $t_w = 8,0 \text{ mm}$, $d = 104 \text{ mm}$,

$I_x = 2492 \text{ cm}^4$, $I_y = 889,2 \text{ cm}^4$, $G = 42,6 \text{ kg/m}$, $i_x = 6,78 \text{ cm}$, $i_y = 4,05 \text{ cm}$,

$W_{el,x} = 311,5 \text{ cm}^3$, $W_{el,y} = 111,2 \text{ cm}^3$

Kompaktlık tahkiki

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir.

Eğilme ve eksenel basınç etkisinde I kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde

$$-b/2t \leq 0,3 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (3.3)$$

$$160/2 \cdot 13,0 = 6,15 < 0,3 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 7,25 \quad (\text{uygun})$$

$$-h/t_w \leq 3,2 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1,7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| \leq 0,10 \text{ için })$$

$$h/t_w \leq 1,33 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2,1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right) \quad (|N_d / \sigma_a \cdot A| > 0,10 \text{ için})$$

$$|N_d / \sigma_a \cdot A| = |-59,98 / 3,6 \cdot 54,25| = 0,31 > 0,10$$

$$140/7,0 = 20,0 < 1,33 \cdot \sqrt{2100 / 3,6} \left(2,1 - \left| \frac{59,98}{3,6 \cdot 42,96} \right| \right) = 57,59 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\lambda = \frac{\beta \cdot \ell}{i}$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 300}{6,78} = 44,25 \rightarrow \omega = 1,31$$

$$\lambda_y = \frac{1,00 \cdot 300}{4,05} = 74,07 \rightarrow \omega = 1,79$$

$$\lambda_{maks} = 1,79$$

$$\omega = \frac{0,6 \cdot \sigma_a}{\sigma_{bem}} \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{0,6 \cdot 36000}{1,79} = 12070 \text{ kN/cm}^2 \text{ (TS648 Madde 3.2.2.1)} \quad \textbf{(3.4)}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{599,8}{54,25} = 11,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{225,0}{311,5} = 0,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{2,2}{111,2} = 0,02 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{11,06}{12,07} = 0,916 > 0,15$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma da dikkate alınarak gerilme tahkiki TS648'de Madde 3.3.4.2 ve Madde 3.4 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \cdot \sigma_{bx}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \cdot \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{by}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey'}}\right) \cdot \sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,60 \cdot \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

$$\sigma_{e'} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot s_b / i_b)^2} \cdot \frac{1}{2,5} = \frac{8290000}{(K \cdot s_b / i_b)^2} = \frac{8290000}{\lambda^2}$$

σ_{BX} için hesap:

Yanal tutulma boyu

$$c = 300 \text{ cm}$$

Profilin basınca çalışan tarafının gövde yüksekliği

$$h' = (16/2 - 1,3) = 13,4 \text{ cm}$$

Paşlık alanına ilave edilecek gövde yüksekliği

$$h'' = h'/3 = 6,7/3 = 2,23 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{yb} = 16 \cdot 1,3 + 2,23 \cdot 0,8 = 22,6 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{1,3 \cdot 16^3}{12} + \frac{2,23 \cdot 0,8^3}{12} = 444 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{444}{22,6}} = 4,43 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 1,00$$

(y-y eksenine dik burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,00 \cdot \frac{300}{4,43} = 67,72$$

$$C_{mx} = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{10,28}{22,51} = 0,42 \geq 0,4$$

$$\sigma_{ex'} = \frac{8290000}{67,72} = 122416$$

$$C_{bx} = 1,00 \text{ (Eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 67,72 < \sqrt{\frac{30000000.C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000.1,00}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000.C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (67,72)^2}{90000000.1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 1740 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000.1,00}{300.16/22,6} = 3955 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \max(1740; 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

σ_{By} için hesap

Kolon başlık genişliği

$$b = 16 \text{ cm}$$

başlık kalınlığı

$$t_f = 1,3 \text{ cm}$$

Yanal burkulma boyu

$$s = \ell = 250 \text{ cm}$$

Yanal burkulmaya girecek başlık genişliği

$$b' = 16/2/3 = 2,67 \text{ cm}$$

Alanların ağırlık merkezine uzaklığı

$$h' = (16-1,3)/2 = 7,35 \text{ cm}$$

Başlık enkesit alanı

$$F'' = 2 \cdot [(16/2)/3] \cdot 1,3 = 6,9 \text{ cm}^2$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$I_{xb} = 2 \cdot \left(\frac{2,67 \cdot 1,3^3}{12} + 2,67 \cdot 1,3 \cdot 7,35^2 \right) = 376 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{376}{6,9}} = 7,36 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 1,00$$

(x-x eksenine dik boyu katsayısı)

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,00 \cdot \frac{300}{7,36} = 40,76$$

$$C_{my} = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{-0,219}{-1,73} = 0,55 \geq 0,4$$

$$\sigma_{ey'} = \frac{8290000}{40,76} = 203386$$

$$C_{by} = 1 \text{ (eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\lambda = 40,76 < \sqrt{\frac{30000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1}{3600}} = 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{BI} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{BI} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (40,76)^2}{90000000 \cdot 1,00} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{BI} = 2161 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000.1,00}{300.16/6,9} = 1208 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{By} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(2160; 1208) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,60 \text{ kN/cm}^2$$

TS648 uyarınca eğilmeli burkulma tahkiki depremli durumda:

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \cdot \sigma_{bx}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \cdot \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{by}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey'}}\right) \cdot \sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$\frac{1,106}{1,207} + \frac{0,42.0,072}{\left(1,0 - \frac{1,106}{122416}\right) \cdot 2,16} + \frac{0,55.0,002}{\left(1,0 - \frac{1,106}{203386}\right) \cdot 2,16} \leq 1,0$$

$$0,916 + 0,014 + 0,0008 = 0,93 < 1,0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,60 \cdot \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$\frac{11,06}{21,60} + \frac{0,72}{21,60} + \frac{0,02}{21,60} = 0,512 + 0,033 + 0 = 0,545 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V = 0,9 \text{ kN}$$

$$F_g = d \cdot t_w = 10,4 \cdot 0,8 = 8,32 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{0,9}{8,32} = 0,01 \text{ kN/cm}^2 < 13,50 \cdot 1,33 = 18,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Sehim Kontrolü:

Maksimum Çökme:

$$f_{\text{maks}} = \ell / 300 = 3000 / 300 = 10,00 \text{ cm} \quad (3.38)$$

SAP2000'den maksimum sehim:

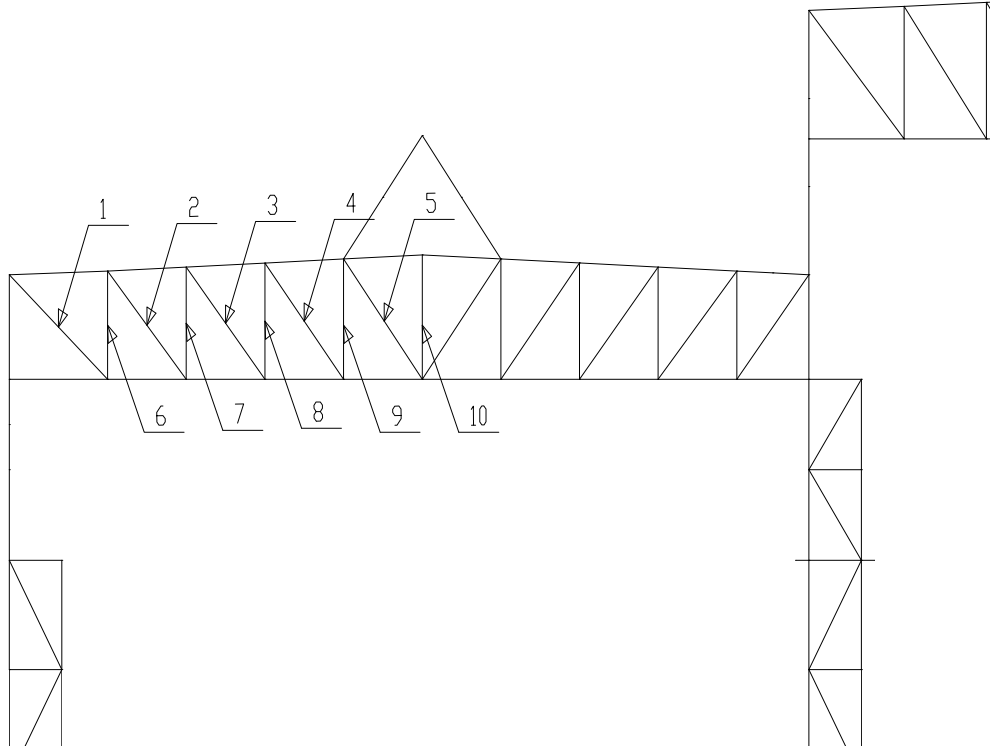
Tablo 3.13: Makas Sehimi

Joint	OutputCase	UZ (cm)
620,00	COMB144	-4,68

$$f = 4,68 \text{ cm} < f_{\text{maks}} = 10,00 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Makas Diagonallerinin Hesabı:

Makas diagonalleri çekme alacak şekilde tasarlanmıştır. Diagonaller çeşitli gruplara ayrılmıştır.



Şekil 3.10 Makas1 Diagonalleri

Tablo 3.14: Makas Bina1 Grup1 Elemanları

Frame	OutputCase	P	V2	Case
Text	Text	kN	kN	
1085,00	COMB16	340,2	-0,4	EY

Grup-1 Eleman Hesabı:

Seçilen Kesit: KUTU 80x5 (St52)

$$F = 15 \text{ cm}^2, h = 80 \text{ mm}, t = 5 \text{ mm}, b = 80 \text{ mm}, I_x = I_y = 141,25 \text{ cm}^4,$$

$$i_x = i_y = 3,07 \text{ cm}$$

Kompaktlık tahkiki

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir. Eğilme veya aksenal basınç etkisinde kutu kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde:

$$- b/t \leq 0,7 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$80/5 = 16 < 0,7 \cdot \sqrt{2100/3,6} = 16,91 \quad (\text{uygun})$$

Çekme Halinde:

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{34,02}{15} = 22,7 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{çem}} = 24 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Benzer şekilde diğer gruplar için de tahkik yapıldığında hesapta çıkan kesitler ve malzeme istiflemeye az çeşit olması açısından seçilen kesitler şu şekildedir.

Tablo 3.15: Hesaplanan ve Seçilen Kesitler

GRUP	HESAPLANAN	SEÇİLEN
1	KUTU 80X5	KUTU 80X5
2	KUTU 60X5	KUTU 60X5
3	KUTU 50X5	KUTU 60X5
4	KUTU 50X5	KUTU 60X5
5	KUTU 70X5	KUTU 70X5
6	KUTU 90X6,3	KUTU 90X6,3
7	KUTU 90X6,3	KUTU 90X6,3
8	KUTU 80X5	KUTU 80X5
9	KUTU 70X5	KUTU 80X5
10	KUTU 50X3,2	KUTU 70X5

Tablo 3.16: Makas Dikmeleri Bina1 Grup6

Frame	OutputCase	P	V2	Case
Text	Text	kN	kN	
1109,00	COMB16	-202,2	0,00	EY

Grup-6 için Makas Dikmelerinin Hesabı:

Hesap İçin Seçilen Kesit: KUTU 90x0,63 (St52)

$$F = 21,09 \text{ cm}^2, h = 90 \text{ mm}, t = 6,3 \text{ mm}, b = 90 \text{ mm}, I_x = I_y = 247,67, \\$$

$$i_x = i_y = 3,43 \text{ cm}$$

Kompaktlık tahkiki

Yeni Deprem Yönetmeliği Tablo 4.3'e göre enkesit koşulları gözden geçirilecektir.

Eğilme veya eksenel basınç etkisinde kutu kesitlerde süneklik düzeyi yüksek sistemde:

$$- b/t \leq 0,7 \cdot \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

$$90/6,3 = 14,29 < 0,7 \cdot \sqrt{2100 / 3,6} = 16,91 \quad \textbf{(uygun)}$$

Basınç Halinde:

$$\beta_x = \beta_y = 1,0$$

$$\ell = 272 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,00 \cdot 272}{3,43} = 79 \rightarrow \omega = 1,90$$

$$\sigma = \omega \cdot \frac{N}{F} = 1,90 \cdot \frac{202,2}{21,09} = 18,2 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21,6 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

Benzer şekilde diğer gruplar için de tahkik yapıldığında hesapta çıkan kesitler ve malzeme istiflemeye az çeşit olması açısından seçilen kesitler yukarıdaki gibidir.

3.3.2 Makas 2 Elemanlarının Boyutlandırılması

Bina2'deki makas da Bina1'deki maksle aynı hesap yöntemiyle hesaplanmıştır.

3.4 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Hesabı

Bağlantı (Bağ) Kirişinin Boyutlandırılması:

Tablo 3.17: Bağ kirişi

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3	Case
Text	cm	Text	Text	kN	kN	kN-cm	
1921	130	COMB152	Combination	-57,2	141,4	-9419,3	EİY

$$\text{Gerekli } (d \cdot t_w)_{\min} \geq \frac{V_d}{0,6 \cdot 36} = \frac{141,4}{0,6 \cdot 36} = 6,54 \text{ cm}^2 \quad (3.39)$$

Seçilen kesit : HE200B

$$h = 200 \text{ mm}, b = 200 \text{ mm}, d = 134 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, t_w = 9 \text{ mm},$$

$$i_y = 8,54 \text{ cm}, A = 78,08 \text{ cm}^2, I_y = 5696 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 642,5 \text{ cm}^3$$

Gövde enkesit alanı kontrolü:

$$(d \cdot t_w) = (20-2.1,5) \cdot 0,90 = 15,3 \text{ cm}^2 > (d \cdot t_w)_{\min} = 6,54 \text{ cm}^2 \quad (3.40)$$

Bağlantı (Bağ) Kirişinin Kesme Cinsinden Plastik Yük Taşıma Kapasitesi (Kesme Kuvveti Kapasitesi)

Bağ kirişi dışındaki tüm elemanların yük taşıma kapasiteleri, bağ kirişinin taşıma kapasitesinden daha büyük olacak şekilde tasarlanmalıdır.

Seçilen kesit : HE200B

$$h = 200 \text{ mm}, b = 200 \text{ mm}, d = 134 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, t_w = 9 \text{ mm},$$

$$i_y = 8,54 \text{ cm}, A = 78,08 \text{ cm}^2, I_y = 5696 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 642,5 \text{ cm}^3$$

$$V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot (d \cdot t_w) \quad (3.41)$$

$$V_p = 0,60 \cdot 3,6 \cdot 15,3 = 33,05 \text{ t}$$

Hadde Profili Bağ Kirişlerinin Başlıkları

Enkesit koşulları sağlanmalıdır. ([1] Madde 4.3.1)

Seçilen Kesit : HE200B $\sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2$, $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$

Kompaktlık tahkiki ([1] - Tablo 4.3)

Bağlantı (Bağ) kirişi başlığında

$$\frac{b}{2t} < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{200}{2.15} = 6,67 < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 7,25$$

Bağ kirişi gövdesinde ($N \cong 0$)

$$\frac{h}{t_w} < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{200}{9} = 22,22 < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 77,33$$

Bağ Kirişinin Boyu

([1] - Madde 4.2.5)

$$V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot (d \cdot t_w)$$

$$M_p = W_p \cdot \sigma_a$$

– Bağ kirişinin boyu aşağıdaki şekilde belirlenebilir.

$$1.0M_p/V_p \leq e \leq 5.0M_p/V_p \quad ([1] - \text{Madde 4.8.2.2}) \quad (3.42)$$

Bağ kirişinin dönme açısına bağlı kalarak bağ kirişinin boyu aşağıdaki gibi seçilecektir.

$$e = 1,6 \cdot M_p / V_p \quad (3.43)$$

Seçilen kesit : HE200B

$$h = 200 \text{ mm}, b = 200 \text{ mm}, d = 134 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, t_w = 9,0 \text{ mm},$$

$$i_y = 8,54 \text{ cm}, A = 78,08 \text{ cm}^2, I_y = 5696 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 642,5 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 642,5 \cdot 36 = 23130 \text{ kNcm} \quad ([1] - 4.2a)$$

$$V_p = 0,60 \cdot 36 \cdot 12,06 = 260,5 \text{ kN} \quad ([1] - 4.2b)$$

$$e = 1,6 \cdot 2313 / 26,05 = 142 \text{ cm}$$

Seçilen $e = 130 \text{ cm}$

Bağlantı Kirişine Etkiyen Bileşik Yükler

$$N_{bağ} = N_{lu} = 57,2 \text{ kN}$$

$$V_l = V_{bağ} = 141,4 \text{ kN} \quad (\text{Comb152})$$

Seçilen dışmerkezlik $e = 130 \text{ cm}$

$$M = M_{lu} = \frac{V_l \cdot e}{2} = \frac{141,4 \cdot 1,3}{2} = 91,9 \text{ kNm}$$

Seçilen kesit : HE200B

$$h = 200 \text{ mm}, b = 200 \text{ mm}, d = 134 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, t_w = 9,0 \text{ mm},$$

$$i_y = 8,54 \text{ cm}, A = 78,08 \text{ cm}^2, I_y = 5696 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 642,5 \text{ cm}^3$$

$$A_b = A_{basha} = b_f \cdot t_f = 20 \cdot 1,5 = 30 \text{ cm}^2$$

$$W_p = W_{p,basha} = (h - t_f) \cdot b_f \cdot t_f = (20 - 1,5) \cdot 30 = 555 \text{ cm}^3$$

$$\frac{N}{2 \cdot A_b} + \frac{M}{W_p} < \sigma_a \quad (3.44)$$

$$\frac{57,2}{2 \cdot 30} + \frac{9190}{555} = 17,5 < 36 \text{ kN/cm}^2$$

Bağlantı Kirişinin Taşıma Gücünün Saptanması

$$V_d \leq V_p$$

$$V_d \leq 2 \cdot M_p / e \quad ([1] 4.8.2.4) \quad (3.45)$$

Eğer bağ kirişi eksenel kuvveti $N_d / \sigma_a \cdot A > 0,15$ ise yukarıdaki M_p ve V_p değerleri yerine:

$$M_{pn} = 1,18.M_p \left[1 - \frac{N_d}{\sigma_a.A} \right] \quad (3.46)$$

$$V_{pn} = V_p \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{N_d}{\sigma_a.A} \right)^2} \quad (3.47)$$

değerleri kullanılacaktır. ([1] 4.8.2.5)

Ayrıca ([1] 4.8.2.6) uyarınca bağ kirişinin gövde levhası tek parçalı olacak ve gövde düzlemi içinde takviye levhaları bulunmayacak ve gövde levhasında boşluk açılmayacaktır.

Seçilen kesit : HE200B $\sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2$

$$h = 200 \text{ mm}, b = 200 \text{ mm}, d = 134 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, t_w = 9,0 \text{ mm},$$

$$i_y = 8,54 \text{ cm}, A = 78,08 \text{ cm}^2, I_y = 5696 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 642,5 \text{ cm}^3$$

Seçilen dışmerkezlilik $e = 130 \text{ cm}$

$$V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot (d \cdot t_w)$$

$$V_p = 0,60 \cdot 36 \cdot (17 \cdot 0,9) = 330,5 \text{ kN}$$

$$V_d = 141,4 \text{ kN}$$

$$M_p = W_p \cdot \sigma_a = 642,5 \cdot 36 = 23130 \text{ kNcm}$$

$$N_d = 57,2 \text{ kN} \rightarrow ([1] \text{ Madde } 4.8.2.5)'den \frac{57,2}{36 \cdot 78,08} = 0,02 < 0,15 \text{ dolayısıyla}$$

$$M_{pn} = M_p$$

$$V_{rp} = \frac{2.M_{pn}}{e} = \frac{2.23130}{130} = 355,8 \text{ t}$$

Bu durumda bağlantı kirişinin yük taşıma kapasitesini, kesme kuvveti kapasitesi V_p veya eğilme momenti kapasitesine bağlı olarak saptanan V_{rp} kontrol edecektir.

$$V_{kontrol eden dayanma} = \min (V_p ; V_{rp}) \quad (3.48)$$

$$V_{\text{kontrol eden dayanma}} = \min (330,5 \text{ kN} ; 355,8 \text{ kN})$$

$$V_{\text{kontrol eden dayanma}} = V_p = 330,5 \text{ kN}$$

Benzer bir kontrol ([1] Madde 4.8.2.4) tarafından da öngörülmüştür.

$$V_d \leq V_p$$

$$141,4 \text{ kN} < 330,5 \text{ kN} \quad \textbf{(uygun)}$$

$$V_d \leq 2.M_p / e$$

$$141,4 \text{ kN} < 355,8 \text{ kN} \quad \textbf{(uygun)}$$

Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Kat Kirişinin Yanal Burkulması

([1] Madde 4.8.3) 'e göre tahkik

Seçilen kesit : HE200B $\sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2$, $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$

$$h = 200 \text{ mm}, b = 200 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}$$

Bağ kirişinin dışında ve bir tarafında kalan çaprazlı perde kat kirişinin uzunluğu:

$$l = (L - e) / 2 = (12 - 1,3) / 2 = 5,35 \text{ m}$$

$$l \leq 0,45 \cdot b_{bf} \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad \textbf{(3.49)}$$

$$535 \text{ cm} > 0,45 \cdot 20 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 217,4 \text{ cm} \text{ tutulmalıdır.}$$

Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Kat Kirişinin Analizi

([1] - Madde 4.8.6.3) 'e göre hesap

$$D_a = 1,1 \text{ seçilmiştir. (St52)}$$

Bağ kirişini kontrol eden iç kuvvet

$$V_{ip} = 330,5 \text{ t}$$

$$e = 1,3 \text{ m}$$

$$\bar{M}_p = 1,1 \cdot D_a \cdot \frac{V_p \cdot e}{2} \quad (3.50)$$

$$\bar{M}_p = 1,1 \cdot 1,1 \cdot \frac{33,05 \cdot 1,3}{2} = 259,9 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{kiriş}} = 203,1 \text{ kN}$$

Seçilen kesit : HE200B $\sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2$

$$h = 200 \text{ mm}, b = 200 \text{ mm}, d = 134 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, t_w = 9,0 \text{ mm},$$

$$i_y = 8,54 \text{ cm}, A = 78,08 \text{ cm}^2, I_y = 5696 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 642,5 \text{ cm}^3,$$

$$W_{el,y} = 569,6 \text{ cm}^3$$

Kompaktlık tahkiki ([1] - Tablo 4.3)

Başlıkta:

$$\frac{b}{2t} < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{200}{2 \cdot 15} = 6,67 < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 7,25 \quad (\text{uygun})$$

Gövdede:

$$N_{\text{kiriş}} = 69,8 \text{ kN}$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| = \frac{20,31}{3,6 \cdot 78,08} = 0,07 < 0,10 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{h}{t_w} < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \cdot \left(1,0 - 1,7 \cdot \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right)$$

$$\frac{20}{0,9} = 22,22 < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} \cdot (1,0 - 1,7 \cdot 0,025) = 74,00 \quad (\text{uygun})$$

Bağ kirişi dışında kalan bir taraftaki kat kirişi parçasının uzunluğu:

$$l = (L-e)/2 = (12-1,3)/2 = 5,35 \text{ m}$$

olup, eğilmeli burkulma irdelemesine yönelik olarak önce eğilme düzlemindeki narinlik ve buna bağlı olarak basınç emniyet gerilmesi tespit edilir.

$$\text{narinlik } \lambda = \beta \cdot \frac{l}{i_y} = 1,0 \cdot \frac{535}{8,54} = 62,64 \rightarrow \omega = 1,56$$

$$w = \frac{0,6 \cdot \sigma_a}{\sigma_{bem}} \rightarrow \sigma_{bem} = \frac{0,6 \cdot 36000}{1,56} = 13850 \text{ N/cm}^2 \text{ (TS648 Madde 3.2.2.1)}$$

$$\text{rüzgarda } \sigma_{bem} = 13,85 \cdot 1,15 = 15,93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{203,1}{78,08} = 2,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{25990}{569,6} = 45,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{2,6}{15,93} = 0,056 < 0,15$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma da dikkate alınarak gerilme tahkiki TS648 - Madde 3.3.4.2 ve Madde 3.4 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1,0$$

Bağ kirişi dışında kalan bir taraftaki kat kirişi parçasının uzunluğu:

$$l = (L-e)/2 = (12-1,3)/2 = 5,35 \text{ m} = 535 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,0 \text{ (Eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\text{yanal burkulma boyu } s = 535 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_b = 20 \cdot 1,5 + [(20 - 2 \cdot 1,5) / 2 \cdot 0,9] / 3 = 32,55 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{1,5 \cdot 20^3}{12} = 1000 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{1000}{32,55}} = 5,54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,0 \cdot \frac{217,4}{5,54} = 39,24$$

$$\lambda = 39,24 < \sqrt{\frac{30000000.C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000.1,0}{3600}} = 91,3$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_y)^2}{90000000.C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \frac{2}{3} - \frac{3600.39,24^2}{90000000.1,0} \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 21780 \text{ kN/cm}^2 > 21600 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{B1} = 21600 \text{ kN/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000.1,0}{535.20/32,55} = 2555 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{Bx} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(2160, 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

TS648 uyarınca eğilmeli burkulma tahkiki rüzgarlı durumda:

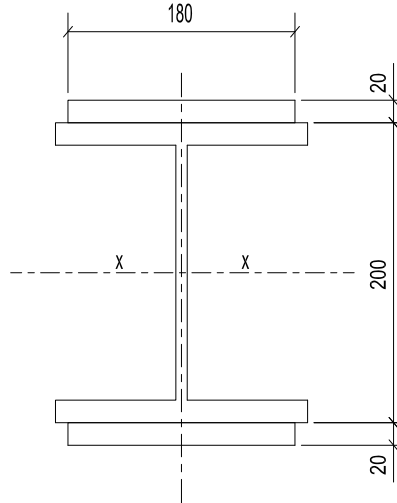
$$\sigma_{bem} = 13,85.1,15 = 15,93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 21,60 \cdot 1,15 = 24,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{2,6}{15,93} + \frac{45,6}{24,84} = 0,163 + 1,836 = 1,999 > 1$$

(uygun değil)

Yukarıdan da görüldüğü gibi kat kirişi kesiti yeterli olmamaktadır. Bu nedenle başlık takviye levhaları (Lev180x20) kullanılarak güçlendirilecektir.



Şekil 3.11: Kat Kirişi Takviye Plakaları

$$A' = 78,08 + 2 \cdot 18 \cdot 2,0 = 150,08 \text{ cm}^2$$

$$I'_x = 5696 + 2 \cdot (18 \cdot 2,0 \cdot [(20 + 2,0)/2]^2) = 14408 \text{ cm}^4$$

$$W'_x = 14408 / (20/2 + 2,0) = 1201 \text{ cm}^3$$

$$i'_x = \sqrt{\frac{14408}{150,08}} = 9,80 \text{ cm}$$

Kompaktlık tahkiki ([1] - Tablo 4.3)

Başlıkta

$$\frac{b}{2t} < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{180}{2 \cdot 20} = 4,5 < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 7,25$$

(uygun)

Gövdede:

$$N_{\text{kiriş}} = 203,1 \text{ kN}$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| = \frac{203,1}{3,6.132,08} = 0,6 < 0,10 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{h}{t_w} < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \cdot \left(1,0 - 1,7 \cdot \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right)$$

$$\frac{(20 - 2,15)}{0,9} = 18,89 < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{21000}{36}} \cdot (1,0 - 1,7 \cdot 0,06) = 75,02 \quad (\text{uygun})$$

$$\text{narinlik } \lambda = \frac{\beta \cdot \ell}{i_y} = \frac{1,535}{9,80} = 54,6 \rightarrow w = 1,46$$

$$w = \frac{0,6 \cdot \sigma_a}{\sigma_{\text{bem}}} \rightarrow \sigma_{\text{bem}} = \frac{0,6.36000}{1,46} = 14790 \text{ N/cm}^2 \quad (\text{TS648 Madde 3.2.2.1})$$

$$\text{rüzgarda } \sigma_{\text{bem}} = 14,79.1,15 = 17,01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{203,1}{132,08} = 1,54 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bx}} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{25990}{1201} = 21,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} = \frac{1,54}{16,31} = 0,094 < 0,15$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma da dikkate alınarak gerilme tahkiki TS648 - Madde 3.3.4.2 ve Madde 3.4 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} + \frac{\sigma_{\text{bx}}}{\sigma_{\text{Bx}}} \leq 1,0$$

Bağ kirişi dışında kalan bir taraftaki kat kirişi parçasının uzunluğu:

$$l = (L - e)/2 = (12 - 1,3)/2 = 5,35 \text{ m} = 535 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,0 \text{ (Eksenel kuvvet + eğilme)}$$

$$\text{yanal burkulma boyu } s = 535 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_b = 32,55 + 18 \cdot 1,5 = 59,55 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 1000 + \frac{1,5 \cdot 18^3}{12} = 1729 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{1729}{59,55}} = 5,39 \text{ cm}$$

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,0 \cdot \frac{217,4}{5,39} = 40,33$$

$$\lambda = 40,33 < \sqrt{\frac{30000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,0}{3600}} = 91,3$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_y)^2}{90000000 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot 40,33^2}{90000000 \cdot 1,0} \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 2166 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{B1} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

$$\sigma_{B2} = \frac{840000 \cdot C_b}{s \cdot d / F_b} = \frac{840000 \cdot 1,0}{535 \cdot 20 / 59,55} = 4675 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{Bx} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks}(2160, 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

TS648 uyarınca eğilmeli burkulma tahkiki rüzgarlı durumda:

$$\sigma_{bem} = 14,79 \cdot 1,15 = 17,01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 21,60 \cdot 1,15 = 24,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{1,54}{17,01} + \frac{21,64}{24,84} = 0,091 + 0,871 = 0,962 < 1 \quad \textbf{(uygun)}$$

Bağlantı Kirişinde Meydana Gelen Dönmeler

θ , bağ kirişinin ana çerçeve kirişine göre rölatif dönmesidir.

$$\theta = \frac{\delta}{h} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot a}{e}\right) \quad \textbf{(3.51)}$$

Mevcut hesabı yapılan çerçeve için:

δ_x = Hesapta esas alınan deprem yükleri altında çerçevenin yaptığı yatay deplasman

$$\delta_x = 1,37 \text{ cm}$$

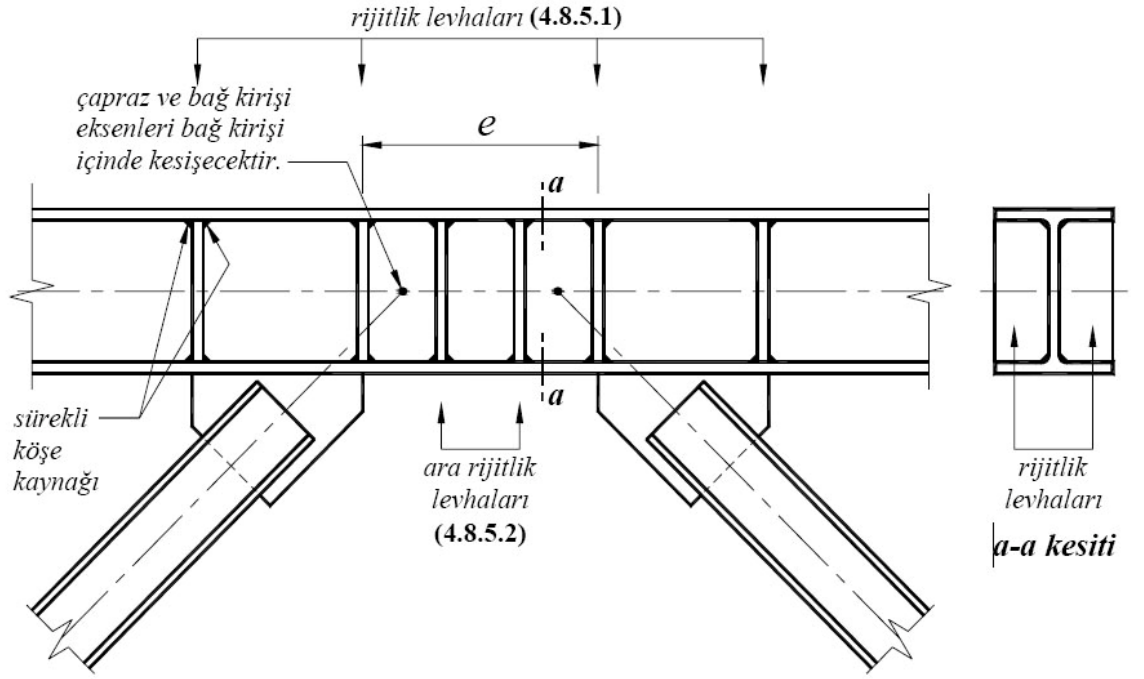
Yeni Deprem Yönetmeliği Denklem 4.19'a göre dönme hesaplanır. Yine aynı yönetmelikte Madde 4.8.4a'ya göre tanımlanan dönme limitine uygun olup olmadığı irdelenir. Bu maddeye göre bağ kirişi uzunluğu ($1,6 \cdot M_p / V_p$) değerine eşit veya daha küçük olması halinde 0,10 radyan dönme sınırını aşmayacaktır.

$$\theta = \frac{1,37}{1200} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 535}{130}\right) = 0,011 \text{ radyan}$$

$$\theta_p = R \cdot \theta = R \cdot \frac{\Delta_i}{h_i} = 7 \cdot 0,011 = 0,077 \text{ radyan} < 0,1 \text{ radyan} \quad \textbf{(uygun)}$$

Bağlantı kirişlerinde Gövde Takviye Levhalarının İrdelenmesi:

[1] - Madde 4.8.5



Şekil 3.12: Rijitlik Levhaları

Rijitlik levhalarının boyutlandırılması:

a) Gövde rijitlik levhalarının toplam genişliği

$$b_r \geq (b_{bf} - t_w) / 2 \quad (3.52)$$

b) Gövde takviye rijitlik levhasının minimum et kalınlığı

$$t_r \geq 0,75.t_w \quad (3.53)$$

c) Gövde takviye levhasının minimum et kalınlığı

$$t_r \geq 10 \text{ mm}$$

olmalıdır.

+11.000 kotunda seçilen bağ kirişi enkesiti: HEB200 (St52)

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 15 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$i_y = 8,54 \text{ cm}$$

boyun bölgeleri arasında kalan gövde yüksekliği $d = 134 \text{ mm}$

Seçilen gövde takviye levhası: Lev. 10x96x170 (St52)

$$b_r = 96 \text{ mm} > (200-9) / 2 = 95,5 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

$$t_r = 10 \text{ mm} > 0,75 \cdot 9 = 6,75 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

$$t_r = 10 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

Denk 3.51 'le hesaplanan etkin görelî kat deplasmanı dönme açısı

$$\theta_p = 0,0077 \text{ radyan} < 0,10 \text{ radyan}$$

olduğu için ara gövde takviye (rijitlik) levhalarının aralığı, bağlantı (bağ) kirişinin seçilen boyu $e = 130$ olmak üzere Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.5.2a şıkkı uyarınca aşağıdaki değerlerden fazla olamayacaktır.

$$a < 30 \cdot t_w - d_b / 5$$

$$a < 30 \cdot 0,9 - 17/5 = 23,6 \text{ cm}$$

Yukarıda hesaplanan koşula bağlı olarak $a = 21,67 \text{ cm}$ seçilmiş ve bağ kirişinin gövdesinin her iki tarafına $2 \times 5 = 10$ adet ve her iki uca da ikişer olmak üzere toplamda $2 \times 7 = 14$ adet aynı boyutlarda gövde rijitlik levhası kullanılmıştır.

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.5.1 uyarınca gövde rijitlik levhalarının kiriş gövdesine birleştirilmesinde kullanılan köşe kaynaklar, $(A_{st} \times \sigma_a)$ miktardaki bir kuvveti de karşılayacak şekilde boyutlandırılmalıdır. Burada A_{st} , gövde rijitlik levhasının b_r genişliği ile t_r kalınlığının çarpılmasına denk gelen kesit alanını ifade etmektedir.

Ayrıca gövde berkitmesinin kiriş başlıklarına birleştirilmesinde kullanılan köşe kaynak dikişlerinin de tahkik edilmesi uygun olur. Bunun için $(A_{st} \times \sigma_a / 4)$ değerinde bir kuvvetin gözönüne alınması ve bu kuvvetin başlık kaynak dikişi ile emniyetli bir şekilde aktarılması yeterlidir.

$$A_{st} = b_r \cdot t_r = 9,6 \cdot 1,0 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Gövde kaynak dikişlerine gelen kuvvet

$$P_{k,gövde} = A_{st} \cdot \sigma_a = 9,6 \cdot 36 = 345,6 \text{ kN}$$

$$\text{Seçilen köşe kaynak kalınlığı} \quad a = 7 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t_{min} = 0,7 \cdot 10 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Kaynak hesap boyu} \quad l = (l' - 2a) = 134 - 2 \cdot 7 = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Kaynak alanı} \quad A_k = 2 \cdot a \cdot l = 2 \cdot 0,7 \cdot 12,0 = 18,8 \text{ cm}^2$$

Askaynak SG3 elektrod

St52 için $\tau_k = 19,67 \text{ kN/cm}^2$ (EİY)

Kaynak dikişlerinde gerilme tahkiki

$$\tau_k = \frac{345,6}{18,8} = 18,4 \text{ t/cm}^2 < 19,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlık köşe kaynak dikişlerine gelen kuvvet

(Not: Yeni Deprem Yönetmeliği'nde istenmemekte)

$$P_{k,gövde} = A_{st} \cdot \sigma_a / 4 = 9,6 \cdot 36 / 4 = 86,4 \text{ kN}$$

$$\text{Seçilen köşe kaynak kalınlığı} \quad a = 4 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 10 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Gövde rijitlik levhası genişliği} \quad l = 96 \text{ mm (çentilen genişlik 86 mm)}$$

$$\text{Kaynak hesap boyu} \quad l = (l' - 2a) = 86 - 2 \cdot 4 = 78 \text{ mm}$$

$$\text{Kaynak alanı} \quad A_k = 2 \cdot a \cdot l = 2 \cdot 0,4 \cdot 7,8 = 6,24 \text{ cm}^2$$

Askaynak SG3 elektrod

St52 için $\sigma_k = \tau_k = 19,67 \text{ kN/cm}^2$ (EİY)

Kaynak dikişlerinde gerilme tahkiki:

$$\tau_k = \frac{86,4}{6,24} = 13,8 \text{ kN/cm}^2 < 19,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Çapraz Perde Elemanlarının Analizi: (1. ve 2. çapraz)

Çapraz elemanının plastik yük taşıma kapasitesini bağlantı kirişinden daha büyük olmasını sağlamak için her çapraz güçlendirme elemanının taşıma gücü (basınç kuvveti kapasitesi), bağ kirişini kontrol eden taşıma gücünden en az $1,25 D_a$ katı kadar olmalı prensibine göre hesap yapılmalıdır. ([1] - Madde 4.8.6.2)

Bağ kirişini kontrol eden kuvvet:

$$V_p = 0,6 \cdot 36 \cdot (20 - 2 \cdot 1,5) \cdot 0,9 = 330,5 \text{ kN}$$

Çaprazın boyu:

$$L_{\text{çapraz}} = 727 \text{ cm}$$

$$N_{\text{çapraz}} = V_p \cdot \frac{L_{\text{çapraz}}}{H} = 330,5 \cdot \frac{732}{550} = 439,9 \text{ kN}$$

Tasarım normal kuvveti:

$$N_{\text{bu,çapraz}} = 1,25 \cdot D_a \cdot N_{\text{çapraz}} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 439,9 = 604,9 \text{ kN} \quad (3.54)$$

Seçilen kesit HEB340 (St52)

$$h = 340 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm} \quad A = 170,90 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 21,5 \text{ mm} \quad t_w = 12 \text{ mm} \quad i_{\min} = 7,53 \text{ cm}$$

$$\text{St52} \quad \sigma_y = \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{em} = 21,6 \cdot 1,15 = 24,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 2100 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{narinlik } \lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,0 \cdot \frac{727}{7,53} = 96,5 \rightarrow \omega = 2,47$$

Diğer yandan Yeni Deprem Yönetmeliği - Madde 4.8.1.2'de çapraz perdenin diyagonal elemanın narınlığı için bir üst sınır verilmiştir.

$$\lambda = 96,5 < 4 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 4 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 96,6 \quad (\text{uygun})$$

Kompaktlık tahkiki ([1] - Tablo 4.3)

Başlıkta

$$\frac{b}{2t} < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{300}{2 \cdot 21,5} = 6,98 < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 7,25 \quad (\text{uygun})$$

Gövdede

$$N_{\text{kiriş}} = 604,9 \text{ kN}$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| = \frac{60,49}{3,6 \cdot 170,90} = 0,098 < 0,10 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{h}{t_w} < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \cdot \left(1 - 1,7 \cdot \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right)$$

$$\frac{(340 - 2,2,15)}{12} = 24,75 < 3,2 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} \cdot (1 - 1,7 \cdot 0,098) = 64,41 \quad \textbf{(uygun)}$$

Not: Bulonlu ve perçinli birleşimlerde İmo-02/2008 [8] kitabı , Bölüm 3-6, Madde c'ye göre aşağıdaki sebepten dolayı U azaltma faktörü kullanılmalıdır.

Kuvvet doğrultusunda herbir sırada sadece 2 (iki) adet birleşim aracı içeren bulonlu veya perçinli bütün kesitler için U azaltma faktörü= 0,75 alınmalıdır.

$$F_e = U \cdot F_n \quad \textbf{(3.55)}$$

Burada:

F_e : Etkili Faydalı Enkesit Alanı

F_n : Faydalı Enkesit Alanı

U : Azaltma Faktörü'dür.

Dolayısıyla Bölüm4.1'deki hesaplardan da yola çıkılarak profilin etkili faydalı ankesit alanı (F_e) hesaplanacaktır.

$$F_n = 170,90 - 2 \cdot 2,5 \cdot 1,2 = 164,9 \text{ cm}^2$$

$$U = 0,75$$

$$F_e = U \cdot F_n = 0,75 \cdot 164,9 = 123,68 \text{ cm}^2$$

Burkulma Tahkiki

$$\sigma = \omega \cdot \frac{N_{bu, \text{çapraz}}}{A} = 2,47 \cdot \frac{604,9}{123,68} = 12,09 \text{ kN/cm}^2 < 24,84 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

Çapraz Perde Elemanlarının Analizi (3. çapraz)

Bağ kirişini kontrol eden kuvvet:

$$V_p = 0,6 \cdot 36 \cdot (20-2.1,5) \cdot 0,9 = 330,5 \text{ kN}$$

Çaprazın boyu:

$$L_{\text{çapraz}} = 692 \text{ cm}$$

$$N_{\text{çapraz}} = V_p \cdot \frac{L_{\text{çapraz}}}{H} = 330,5 \cdot \frac{692}{440} = 519,8 \text{ kN}$$

Tasarım normal kuvveti:

$$N_{\text{bu,çapraz}} = 1,25 \cdot D_a \cdot N_{\text{çapraz}} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 519,8 = 714,7 \text{ kN}$$

Seçilen kesit HEB340 (St52)

$$h = 340 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm} \quad A = 170,90 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 21,5 \text{ mm} \quad t_w = 12 \text{ mm} \quad i_{\min} = 7,53 \text{ cm}$$

$$\text{St52} \quad \sigma_y = \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{em} = 2,16 \cdot 1,15 = 2,484 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{narinlik } \lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,0 \cdot \frac{692}{7,53} = 91,90 \rightarrow \omega = 2,28$$

Diğer yandan Yeni Deprem Yönetmeliği - Madde 4.8.1.2'de çapraz perdenin diyagonal elemanın narınlığı için bir üst sınır verilmiştir.

$$\lambda = 91,90 < 4 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 4 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 96,6 \quad (\text{uygun})$$

Kompaktlık tahkiki ([1] - Tablo 4.3)

Başlıkta:

$$\frac{b}{2t} < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{300}{2.21,5} = 6,98 < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} = 7,25 \quad (\text{uygun})$$

Gövdede

$$N_{\text{kiriş}} = 604,9 \text{ kN}$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| = \frac{71,47}{3,6 \cdot 170,90} = 0,12 > 0,10 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{h}{t_w} < 1,33 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \cdot \left(2,1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \cdot A} \right| \right)$$

$$\frac{(340 - 2 \cdot 2,15)}{12} = 24,75 < 1,33 \cdot \sqrt{\frac{2100}{3,6}} \cdot (2,1 - 0,12) = 63,60 \quad (\text{uygun})$$

Burkulma Tahkiki:

$$\sigma = \omega \cdot \frac{N_{\text{bu, çapraz}}}{A} = 2,28 \cdot \frac{714,7}{170,90} = 9,53 \text{ kN/cm}^2 < 24,84 \text{ kN/cm}^2$$

3.5 Kren Kirişi Hesabı

3.5.1 1250 kN'luk Kren Kirişi İçin Hesap

Seçilen 1250 kN'luk yük taşıma kapasitesine sahip kren köprüsünün tekerlek basınçları ve kılavuz tekerler arasındaki mesafe aşağıdaki gibidir.

Kren Tekerlek Yükleri:

$$R_1 = 930 \text{ kN} \quad R_3 = 280 \text{ kN}$$

$$R_2 = 880 \text{ kN} \quad R_4 = 230 \text{ kN}$$

Tekerlekler arası uzaklık: $a = 6,3 \text{ m}$

Açıklık: $\ell = 12 \text{ m}$

Seçilen Denk Katsayısı $\psi = 1,4$ (bkz Tablo 3.18)

Seçilen Vuruş Katsayısı $\phi = 1,1$ (bkz Tablo 3.19)

Tablo 3.18: ψ Katsayıları

Kren Gurubu	I	II	III	IV
ψ denk katsayısı	1,2	1,4	1,6	1,9

Tablo 3.19: φ Katsayıları

Ray eki	Var		yok veya kaynaklı ek var	
Yürüme hızı v m/san	$\leq 1,0$	$> 1,0$	$\leq 1,5$	$> 1,5$
φ vurma katsayısı	1,1	1,2	1,1	1,2

Seçilen 1250 kN'luk kren için ray boyutu belirlenir:

Ray: A100 $F = 85,6 \text{ cm}^2$, $I_y = 1270 \text{ cm}^4$, $I_x = 642 \text{ cm}^4$, $h_o = 95 \text{ mm}$,

$$s_2 = 4,76 \text{ cm}$$

$$a / \ell = 6,3/12 = 0,525 \rightarrow P = R_{\text{maks}} = R_1$$

$$M = \psi \cdot [M' \cdot (P \cdot \ell)] \quad (3.56)$$

$$T = \psi \cdot [T' \cdot P] \quad (3.57)$$

Düşey kren tekerlek yükleri nedeniyle

Mesnet momentleri:

$$\text{maks } M_I^P = 1,4 \cdot [-0,1635 \cdot (930 \cdot 12)] = -2554,5 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{II}^P = 1,4 \cdot [-0,1565 \cdot (930 \cdot 12)] = -2445,2 \text{ kNm}$$

Açıklık Momentleri:

$$\text{maks } M_{0-I}^P = 1,4 \cdot [0,2235 \cdot (930 \cdot 12)] = 3492,0 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{I-II}^P = 1,4 \cdot [0,176 \cdot (930 \cdot 12)] = 2749,8 \text{ kNm}$$

Mesnet Tepkisi

$$\text{maks } T_{x0} = 1,4 \cdot [1,373 \cdot 930] = 1787,6 \text{ kN}$$

$$\text{maks } T_{xl} = 1,4 \cdot [1,7905 \cdot 930] = 2331,2 \text{ kN}$$

Yatay Kuvvetler:

$$H = P/10 = 930/10 = 93 \text{ kN} \quad (3.58)$$

$$\ell = 12/3 = 4 \text{ metre (kiriş yatayda en az 3 noktadan tutulu)}$$

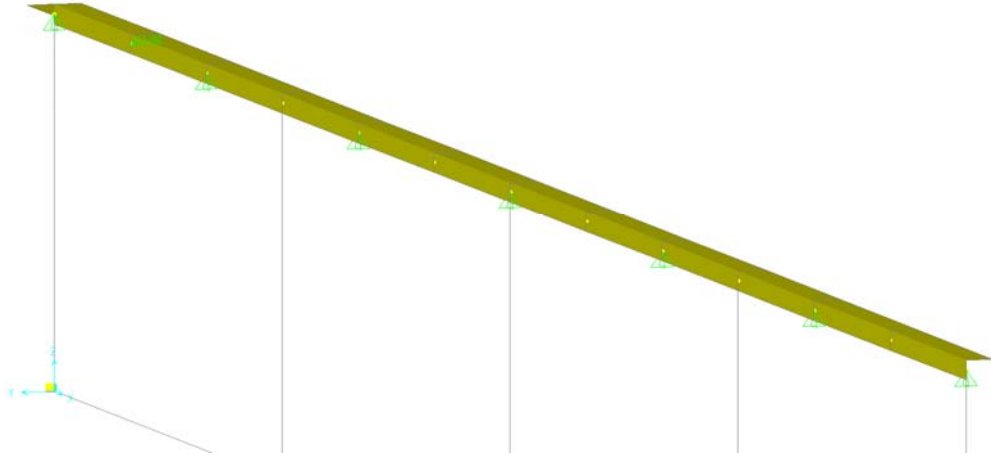
$$a / \ell = 6,3/3 = 2,1 < a = 1,0$$

olduğundan kren kirişi "Maksimum kesit tesirleri tablosu"

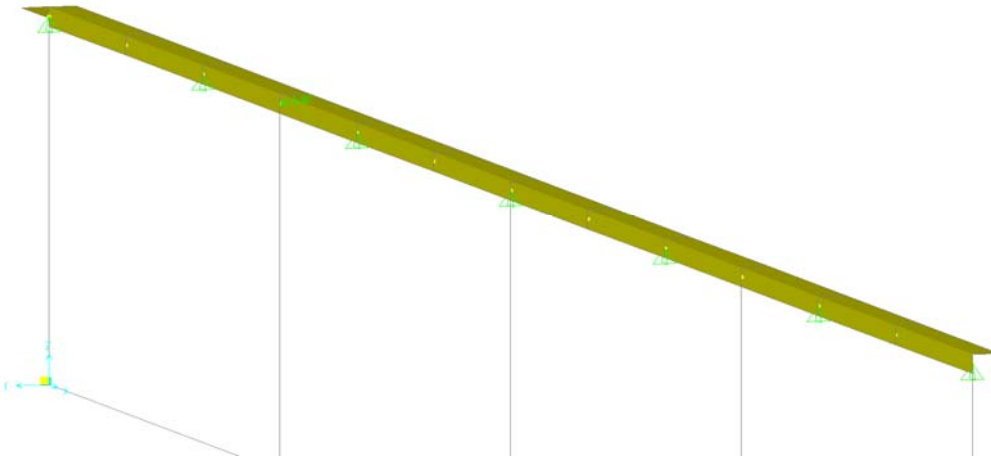
kullanılamaz. Sap2000'e göre en elverişsiz yüke göre kesit tesirleri belirlenmiştir.

Hesap Yüğü:

$$P' = \psi \cdot P = 1,4 \cdot 9,3 = 130,2 \text{ kN}$$



Şekil 3.13: Kren Yatay Yükleme-1



Şekil 3.14: Kren Yatay Yükleme-2

Not: Yükleme en elverişsiz sonucu vermesi açısından açıklığın ortasına yapılmıştır.
Kesit Basıç başlığıdır.

Mesnet Momentleri:

$$\text{maks } M_I^H = -51,7 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{II}^H = -38,2 \text{ kNm}$$

Açıklık Momentleri

$$\text{maks } M_{0-I}^H = 104,3 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{I-II}^H = 90,2 \text{ kNm}$$

Mesnet Tepkisi

$$\text{maks } T_y = -78 \text{ kN}$$

Maksimum Çökme

$$f_{\text{maks}} = \ell / 800 = 1200 / 800 = 1,5 \text{ cm} \quad (3.59)$$

olduğuna göre, sürekli kirişlerde çökme değeri [cm] cinsinden aşağıdaki ifadeyle hesaplanabilir. Bu ifadede P [kg] cinsinden dış yüke, ℓ [cm] cinsinden açıklığa, E [kg/cm²] cinsinden elastisite modülüne ve I [cm⁴] cinsinden atalet momentine karşılık gelir.

$$f = k \cdot \frac{P \cdot \ell^3}{E \cdot I \cdot 10^2} \quad (3.60)$$

$$k = 1,835 \text{ (orta açıklık için)}$$

$$k = 2,433 \text{ (kenar açıklık için)}$$

Bu ifadeyle , gerekli atalet momenti hesaplanarak kren kirişi için uygun kesit seçilir.

$$\text{gerekli } I = k \cdot \frac{P \cdot \ell^3}{E \cdot f_{\text{maks}} \cdot 10^2} = 1,835 \cdot \frac{93000 \cdot 1200^3}{2100000 \cdot 1,5 \cdot 10^2} = 936165 \text{ cm}^4$$

$$\text{gerekli } I = k \cdot \frac{P \cdot \ell^3}{E \cdot f_{\text{maks}} \cdot 10^2} = 2,433 \cdot \frac{93000 \cdot 1200^3}{2100000 \cdot 1,5 \cdot 10^2} = 1241247 \text{ cm}^4$$

Seçilen Kesit HI-1220-400-20-35 + A100 (Ray)

HI-1220-400-20-35'de

$F = 510 \text{ cm}^2$, $h = 1220 \text{ mm}$, $t_f = 35 \text{ mm}$, $b = 400 \text{ mm}$, $t_w = 20 \text{ mm}$, $d = 1150 \text{ mm}$,

$I_x = 1236722,5 \text{ cm}^4$, $I_y = 37410,0 \text{ cm}^4$, $G = 400,4 \text{ kg/m}$

Ray: A100 $F = 85,6 \text{ cm}^2$, $I_y = 1270 \text{ cm}^4$, $I_x = 642 \text{ cm}^4$, $h_o = 95 \text{ mm}$,

$s_2 = 4,76 \text{ cm}$, $g = 67,2 \text{ kg/m}$

İmo-02/2008 Tablo3.2b'ye göre kompaktlık tahkiki yapılmalıdır.

$$\frac{b}{t} \leq \frac{17}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (3.61)$$

$$\frac{20}{3,5} = 5,715 < \frac{17}{\sqrt{3,6}} = 8,95 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{d}{t_g} \leq \frac{170}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (3.62)$$

$$\frac{115}{2,0} = 57,5 < \frac{170}{\sqrt{3,6}} = 89,60 \quad (\text{uygun})$$

Berkitme hesabında takviyeler basınç çubuğu olarak hesaplanır. Bu basınç çubuğunun enkesiti, takviye elemanlarının kesitleri ile gövde kalınlığının 25 katı genişlikte gövde kısmı kesitinin toplamı olarak alınır. Mesnet üzerine gelen takviyelerde alınacak gövde genişliği, gövde kalınlığının 12 katı olur.

Kesit karakteristikleri:

$$F = 510 + 85,6 = 595,6 \text{ cm}^2$$

Ağırlık Merkezi

$$y_g = \frac{85,6 \cdot 125,74 + 510 \cdot 61}{85,6 + 510} = 70,45 \text{ cm}$$

Atalet momentleri:

$$I_y = 37410 + 1270 = 38680 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 1236722,5 + 510 \cdot (70,45 - 61,0)^2 + 642 + 85,6 \cdot (122 - 61,05 + 4,74)^2 = 1554138 \text{ cm}^4 > \text{gerekli } I = 1241247 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{I_x / F} = \sqrt{1554138 / 595,6} = 51,08 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{I_y / F} = \sqrt{38680 / 595,6} = 8,06 \text{ cm}$$

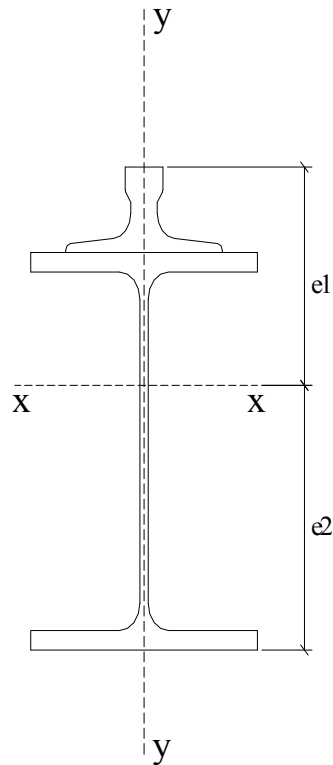
Mukavemet Momentleri

$$W_{x,\text{üst}} = 1554138 / (122 - 61,05 + 9,5) = 25456 \text{ cm}^3$$

$$W_{x,\text{alt}} = 15554138 / 70,45 = 22061 \text{ cm}^3$$

Toplam Ağırlık

$$g = (4004 + 672) = 4675 \text{ N/m}$$



Şekil 3.15: Kren Kirişi Tarafsız Ekseni

HI-1210-400-15-35 + A100 (Ray)

$F = 595,6 \text{ cm}^2$, $I_x = 1554138 \text{ cm}^4$, $I_y = 38680 \text{ cm}^4$, $G = 467,5 \text{ kg/m}$, $i_x = 51,08 \text{ cm}$

$i_y = 8,06 \text{ cm}$, $W_{x,\text{üst}} = 25456 \text{ cm}^3$, $W_{x,\text{alt}} = 22061 \text{ cm}^3$, $e_1 = 61,05 \text{ cm}$, $e_2 = 70,45 \text{ cm}$

Zati ağırlıktan meydana gelen momentler (Vuruş Katsayısı $\varphi = 1,1$)

$$M = \varphi \cdot M_g = \frac{g \cdot \ell^2}{k_\ell} \quad (3.63)$$

Kenar açıklıkta ($k_\ell = 11$)

$$\text{maks } M_g = 1,1 \cdot -4,675 \cdot 12^2 / 11 = -67,3 \text{ kNm}$$

İç açıklıkta ($k_\ell = 16$)

$$\text{maks } M_g = 1,1 \cdot 4,675 \cdot 12^2 / 16 = 46,3 \text{ kNm}$$

Kren kirişine düşey tekerlek yüklerinden ve zati ağırlıktan gelen maksimum momentler:

Mesnet Momentleri

$$\text{maks } M_{I,x}^{P+Z} = -2554,5 - 67,3 = -2621,8 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{I,y}^H = -51,7 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{II,y}^{P+Z} = -2445,2 - 67,3 = -2512,5 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{II,y}^H = -38,2 \text{ kNm}$$

Açıklık Momentleri

$$\text{maks } M_{0,x}^{P+Z} = 3492,0 + 46,3 = 3538,3 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{0,y}^H = 104,3 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{I,x}^{P+Z} = 2749,8 + 46,3 = 2796,1 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_{I,y}^H = 90,2 \text{ kNm}$$

Mesnet Tepkisi:

$$\text{maks } T = 2331,2 + 1,1 \cdot 4,675 \cdot 12 / 2 = 2362,1 \text{ kN}$$

Kren Kirişinde Gerilme Tahkiki

$$\text{Açıklıkta maks } M_x = 3538,3 \text{ kNm}$$

$$\text{maks } M_y = 104,3 \text{ kNm}$$

Mesnette maks $M_x = 2621,8 \text{ kNm}$ (yatayda tutulu, M_y hesaba girmez)

$$Q = T = 2362,1 \text{ kN}$$

Krenin düşey tekerlek yükleri altında gerilme tahkiki:

Açıklıkta:

$$\sigma_{x,\text{maks}} = \frac{M}{W_{x,\text{min}}} = \frac{353830}{22061} = 16,0 \text{ kN/cm}^2 < 21,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (EY)}$$

Mesnette

$$\sigma_{x,\text{maks}} = \frac{M}{I_x} \cdot y_1 = \frac{262180}{1554138} \cdot (61,05 - 9,5 - 3,5) = 8,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{Q}{F_g} = \frac{2362,1}{230} = 10,3 \text{ kN/cm}^2 > 0,5 \cdot \tau_{em} = 12,47 \cdot 0,5 = 6,24 \text{ kN/cm}^2$$

Kayma gerilmesi τ , kayma emniyet gerilmesi τ_{em} 'in 0,5 katını aştığı için TS648

Madde 4.2'ye göre tahkik yapılacaktır.

$$\sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{8,1^2 + 3 \cdot 10,3^2} = 19,6 \text{ kN/cm}^2 < 0,75 \cdot 36 = 27 \text{ kN/cm}^2$$

Krenin yan çarpması halinde gerilme tahkiki:

Tahkikte yatay doğrultuda basıç başlığına göre hesap yapılmıştır.

$$\sigma_{\text{maks}} = \frac{353830}{1554138} \cdot (61,05 - 9,5) + \frac{10430}{19947} \cdot 20 = 11,73 + 10,46 = 22,2 \text{ kN/cm}^2 < 24$$

$\text{kN/cm}^2 \text{ (EİY)}$

Krenin fren yapması halinde gerilme tahkikleri

$$H_{\text{fren}} = P/7 = (930+880) / 7 = 258,6 \text{ kN} \quad (3.64)$$

$$S_{\text{kx}} = 12,00 \text{ m} , i_x = 51,08 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{\text{kx}} / i_x = 1200 / 51,08 = 23,49 \rightarrow \omega = 1,09 \quad (\text{Tablo A3' ten okunur})$$

$$S_{\text{ky}} = 4 \text{ m} , i_y = 8,06 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = S_{\text{ky}} / i_y = 400 / 8,06 = 4963 \rightarrow \omega = 1,37 \quad (\text{Tablo A3' ten okunur})$$

$$\omega_{\text{maks}} = 1,32$$

Eğilmeli burkulma tahkiki (EİY) (Açıklıkta)

$$\sigma = \omega \cdot \frac{H_{\text{fren}}}{F} + 0,9 \cdot \frac{M_x}{I_x} \cdot y_1 + 0,9 \cdot \frac{M_y}{I_y} \cdot x_1 = 1,37 \cdot 258,6 / 595,6 + 0,9 \cdot 353830 / 22061 + 0,9 \cdot 10430 / 1934 = 0,59 + 14,43 + 4,85 = 19,87 \text{ kN/cm}^2 < 24 \text{ kN/cm}^2 \text{ (EİY)}$$

Burkulmasız eğilme tahkiki (Mesnette)

$$\sigma = \frac{H_{\text{fren}}}{F} + \frac{M_x}{I_x} \cdot y = 258,6 / 595,6 + 262180 / 22061 = 0,43 + 11,18 = 11,61 \text{ kN/cm}^2 <$$

$$24 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ/EİY)} \quad (\text{uygun})$$

Sehim tahkiki:

$$f_x = k \cdot \frac{P \cdot \ell^3}{E \cdot I \cdot 10^2} = 2,433 \cdot \frac{93000 \cdot 1200^3}{2100000 \cdot 1554138 \cdot 10^2} = 1,1980 \text{ cm} \quad (3.60)$$

$$f_y = k \cdot \frac{P \cdot \ell^3}{E \cdot I \cdot 10^2} = 2,433 \cdot \frac{(93000/10) \cdot (1200/3)^3}{2100000 \cdot 19947 \cdot 10^2} = 0,3457 \text{ cm (basınç başlığı)}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{1,1980^2 + 0,3457^2} = 1,25 \text{ cm} < f_{\text{maks}} = 1,50 \text{ cm}$$

Yanal burkulma tahkiki:

TS648'e göre

Yanal tutulma boyu

$$c = 1200/3 = 400 \text{ cm}$$

profil gövde yüksekliği

$$d = 1100 \text{ mm}$$

profilin basınca çalışan tarafının gövde yüksekliği $h' = (61,05 - 9,5 - 3,5) = 48,05 \text{ cm}$

başlık alanına ilave edilecek gövde yüksekliği $h'' = h'/3 = 48,05/3 = 16,02 \text{ cm}$

başlık enkesit alanı $F' = 85,6 + (40 \cdot 3,5 + 16,02 \cdot 2,0) = 257,63 \text{ cm}^2$

başlık atalet momenti $I'_y = 1270 + (3,5 \cdot 40^3/12 + 16,02 \cdot 2^3/12) = 19947 \text{ cm}^2$

başlık atalet yarıçapı $i'_y = \sqrt{19947/257,63} = 8,80 \text{ cm}$

akma sınırı $\sigma_a = 36000 \text{ N/cm}^2$

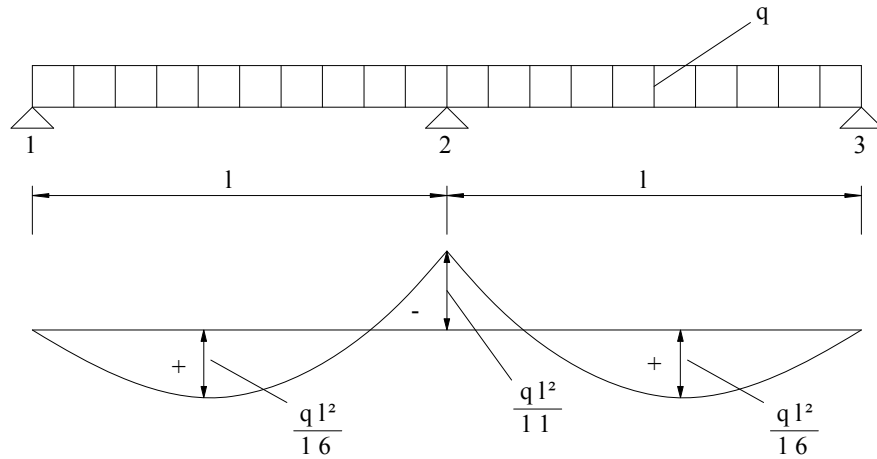
(EY) Yüklemesinde

$$\sigma_{eb} = 0 \quad \sigma_{by} = 0 \quad M_{\text{maks}} = 3538,3 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{eb} / \sigma_{bem} = 0 < 0,15$$

olduğundan gerilme tahkiki aşağıdaki gibi yapılır.

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



Şekil 3.16: İki Açıklıkta Çalışan Kiriş Moment Diyagramı

$C_b = 1$ (Yanal mesnetler arasında herhangi bir noktadaki moment değeri uç momentlerinden fazla)

$$\sqrt{\frac{300000000.C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{300000000.1}{3600}} = 91,29$$

$$\lambda_{maks} = \frac{c}{i'_y} = \frac{400}{8,80} = 45,45 < 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_{yb})^2}{900000000.C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (45,45)^2}{900000000.1} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{B1} = 2103 \text{ kg/cm}^2 \leq 2160 \text{ kg/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

Kiriş enkesiti toplam yüksekliği $d = 122 + 9,5 = 131,5 \text{ cm}$

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000.1,0}{400.131,5/257,63} = 4114 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan burada aşağıdaki değer hesaplarda gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{B2} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{BX} = \max(\sigma_{B1}, \sigma_{B2}) = \max(2103, 2160) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = 0 \quad \sigma_{by} = 0 \quad M_{maks} = 3538,3 \text{ kNm}$$

$$W_{x,\text{üst}} = 25456 \text{ cm}^3 \quad W_{x,\text{alt}} = 22061 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bx\text{üst}} = \frac{M_{maks}}{W_{x,\text{üst}}} = \frac{353830}{25456} = 13,90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bxalt} = \frac{M_{maks}}{W_{x,alt}} = \frac{353830}{22061} = 16,04 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$0 + \frac{16,04}{21,6} + 0 = 0,742 < 1 \quad \textbf{(uygun)}$$

(EİY) Yüklemeinde

$$H_{fren} = 258,6 \text{ kN} \quad \text{Maks } M_x = 3538,3 \text{ kNm} \quad \text{Maks } M_y = 104,2 \text{ kNm}$$

$$F = 595,6 \text{ cm}^2 \quad W_y = 1934 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{eb} = \frac{H_{fren}}{F} = \frac{258,6}{595,6} = 0,43 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bxalt} = 16,04 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bxüst} = 13,90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{1043}{1934} = 5,39 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_{kx} = 12,00 \text{ m} , i_x = 51,08 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 1200 / 51,08 = 23,49 \rightarrow \omega = 1,09 \quad \text{(Tablo A3' ten okunur)}$$

$$S_{ky} = 4 \text{ m} , i_y = 8,06 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = S_{ky} / i_y = 400 / 8,06 = 4963 \rightarrow \omega = 1,37 \quad \text{(Tablo A3' ten okunur)}$$

$$\omega_{maks} = 1,37$$

$$\sigma_{bem} = 2,1 / 1,37 = 1,533 \text{ t/cm}^2$$

EİY yüklemeinde

$$\sigma_{bem} = 15,33 \cdot 1,15 = 17,63 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} / \sigma_{bem} = 0,43 / 17,63 = 0,024 < 0,15$$

olduğundan gerilme tahkiki aşağıdaki gibi yapılır.

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

σ_{By} için hesap

Kolon başlık genişliği

$$b = 40 \text{ cm}$$

başlık kalınlığı

$$t_f = 3,5 \text{ cm}$$

Yanal burkulma boyu

$$s = \ell = 1200 \text{ cm}$$

Yanal burkulmaya girecek başlık genişliği

$$b' = 40/2/3 = 6,67 \text{ cm}$$

Alanların ağırlık merkezine uzaklığı

$$h' = (122-3,5)/2 = 59,25 \text{ cm}$$

Basınç başlığı ile ilgili enkesit karakteristikleri (bkz. TS648 - Madde 3.3.4.2)

$$F_{yb} = 2 \cdot 6,67 \cdot 3,5 = 46,7 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = 2 * \left(\frac{6,67 \cdot 3,5^3}{12} + 6,67 \cdot 3,5 \cdot 59,25^2 \right) = 163874 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{163874}{46,7}} = 59,26 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 1,0$$

(x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda = \beta \cdot \frac{1}{i_y} = 1,0 \cdot \frac{1200}{59,26} = 20,25$$

$C_b = 1$ (Yanal mesnetler arasında herhangi bir noktadaki moment değeri uç momentlerinden fazla)

$$\sqrt{\frac{300000000 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{300000000 \cdot 1}{3600}} = 91,29$$

$$\lambda_{maks} = \frac{c}{i'_y} = \frac{1200}{59,26} = 20,25 < 91,29$$

olduğundan, eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{BY1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot (s/i_x)^2}{90000000.C_b} \right] \cdot \sigma_a \leq 0,6 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{BY1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3,6 \cdot 20,25^2}{90000000 \cdot 1,0} \right] \cdot 3600 \leq 0,6 \cdot 3600$$

$$\sigma_{BY1} = 2400 \text{ kg/cm}^2 > 2160 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan aşağıdaki emniyet gerilmesi kullanılır.

$$\sigma_{BY1} = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21600 \text{ N/cm}^2$$

TS648 - Madde 3.4.4.2 uyarınca aşağıdaki değeri de hesaplamak gerekmektedir.

Kiriş enkesiti toplam yüksekliği $d = b = 40 \text{ cm}$

$$\sigma_{B2} = \frac{840000.C_b}{s.d/F_b} = \frac{840000 \cdot 1,0}{1200 \cdot 40/46,7} = 817 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2$$

Sonuç olarak TS648 - Madde 3.3.4.2 uyarınca eğilmede yanal burkulma emniyet gerilmesi olarak saptanan bu değerlerden büyüğü gözönüne alınacaktır.

$$\sigma_{BY} = \text{maks} (\sigma_{B1}; \sigma_{B2}) = \text{maks} (2160; 817) \text{ kg/cm}^2 = 2160 \text{ kg/cm}^2 = 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

EİY yüklemede

$$\sigma_{BY} = 1,15 \cdot 21,6 = 24,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{BX} = 1,15 \cdot 21,6 = 24,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bem} = 15,33 \cdot 1,15 = 17,63 \text{ kN/cm}^2$$

Bu durumda gerilme tahkiki aşağıdaki gibi yapılır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{BX}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{BY}} \leq 1$$

$$\frac{0,43}{17,63} + \frac{16,04}{24,84} + \frac{5,39}{24,84} = 0,024 + 0,646 + 0,216 = 0,886 < 1$$

(uygun)

Kren Kirişinde Yorulma Tahkiki:

$M_g = 46,3 \text{ kNm}$ (Zati ağırlıktan gelen moment) (1.1 ile çarpılmış)

$R_{\min} = 230 \text{ kN}$

Seçilen Denk Katsayısı $\psi = 1,4$ (bkz Tablo 3.18)

Seçilen Vuruş Katsayısı $\phi = 1,1$ (bkz Tablo 3.19)

Kren kirişi açıklığı $\ell = 12 \text{ m}$

Kren kirişi Enkesiti $W_{x,\min} = 22061 \text{ cm}^3$

maks $M_x = 3538,3 \text{ kNm}$

min $M_x = 1,4 \cdot [0,176 \cdot (230 \cdot 12)] + 46,3 = 726,4 \text{ kNm}$

$\chi = \min M_x / \text{maks } M_x = 726,4 / 3538,3 = 0,20$ (3.65)

Tablo 3.20 'den $\chi = 0,205$ için değişken zorlanma katsayısı $\gamma = 1,189$ [13]

Yorulma tahkiki

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{\text{maks} M}{W_{x,\min}} = 1,189 \cdot \frac{354830}{22061} = 19,12 \text{ kN/cm}^2 < 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

Tablo 3.20: Değişken Zorlanma Katsayıları

$\frac{S_{\min}}{S_{\max}}$ veya $\frac{M_{\min}}{M_{\max}}$	St 00.12 Piyasa yapı çeliği St 37.12	St 52
1,0	1,30	1,944
0,9	1,27	1,850
0,8	1,24	1,755
0,7	1,21	1,661
0,6	1,18	1,566
0,5	1,15	1,472
0,4	1,12	1,378
0,3	1,09	1,283
0,2	1,06	1,189
0,1	1,03	1,094
0,0	1,00	1,000

A100'lük kren rayını HI-1220-400-20-35 profiline sürekli olarak birleştiren 3 mm'lik köşe kaynak dikişlerinin tahkiki

Vuruş katsayısı $\varphi = 1,1$

Kren kirişi $I_x = 1554138 \text{ cm}^4$ $y_g = 61,05 \text{ cm}$

Ray ağırlık merkezi $s_2 = 4,74 \text{ cm}$ $h_o = 9,5 \text{ cm}$

Ray enkesit alanı $F_{\text{ray}} = 85,6 \text{ cm}^2$

$$Q = \text{maks } T = \psi \cdot T + \varphi \cdot T_g = 2331,2 + 1,1 \cdot 4,675 \cdot 12 / 2 = 2362,1 \text{ kN} \quad (3.66)$$

Mesnet momenti $\text{maks } M = 2621,8 \text{ kNm}$

Açıklık momenti $\text{maks } M = 3538,3 \text{ kNm}$

$$y_i = y_g - s_2 = 61,05 - 4,74 = 56,31 \text{ cm}$$

$$y_j = y_g - h_o = 61,05 - 9,5 = 51,55 \text{ cm}$$

Mesnette tahkik

$$S_x = F_{\text{ray}} \cdot y_i = 85,6 \cdot 56,31 = 4820 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot 2a} = \frac{2362,1 \cdot 4820}{1554138 \cdot 2 \cdot 0,3} = 12,2 \text{ kN/cm}^2 < 17 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\sigma_k = \frac{M}{I} \cdot e = \frac{262180}{1554138} \cdot 51,55 = 8,7 \text{ kN/cm}^2$$

TS3357'ye göre hesaplanan gerilmelerden biri $7,50 \text{ kN/cm}^2$ 'den büyük olduğundan kıyaslama gerilmesi tahkikine ihtiyaç vardır.

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{8,7^2 + 12,2^2} = 15,0 \text{ kN/cm}^2 < 17 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Açıklıkta Tahkik

$$\sigma_k = \frac{M_x}{I_x} \cdot e = \frac{353830}{1554138} \cdot 51,55 = 11,7 \text{ kN/cm}^2 < 17 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.5.2 500 kN'luk Kren Kirişı İçin Hesap

Seçilen 500 kN'luk yük taşıma kapasitesine sahip kren köprüsünün tekerlek basınçları ve kılavuz tekerler arasındaki mesafe aşağıdaki gibidir. Hesabı 1250 KN'luk kren kirişine benzer yapıldığı için burada hesaplarda gösterilmeyecektir.

Kren Tekerlek Yükleri:

$$R_1=408 \text{ kN} \quad R_3=140 \text{ kN}$$

$$R_2=382 \text{ kN} \quad R_4=115 \text{ kN}$$

Tekerlekler arası uzaklık: $a = 5,0 \text{ m}$

Açıklık: $\ell = 12 \text{ m}$

Seçilen Kesit: HI-860-350-20-30

$F = 370 \text{ cm}^2$, $h = 860 \text{ mm}$, $t_f = 30 \text{ mm}$, $b = 350 \text{ mm}$, $t_w = 20 \text{ mm}$, $d = 800 \text{ mm}$,

$I_x = 447163,3 \text{ cm}^4$, $I_y = 21490,8 \text{ cm}^4$, $G = 290,5 \text{ kg/m}$

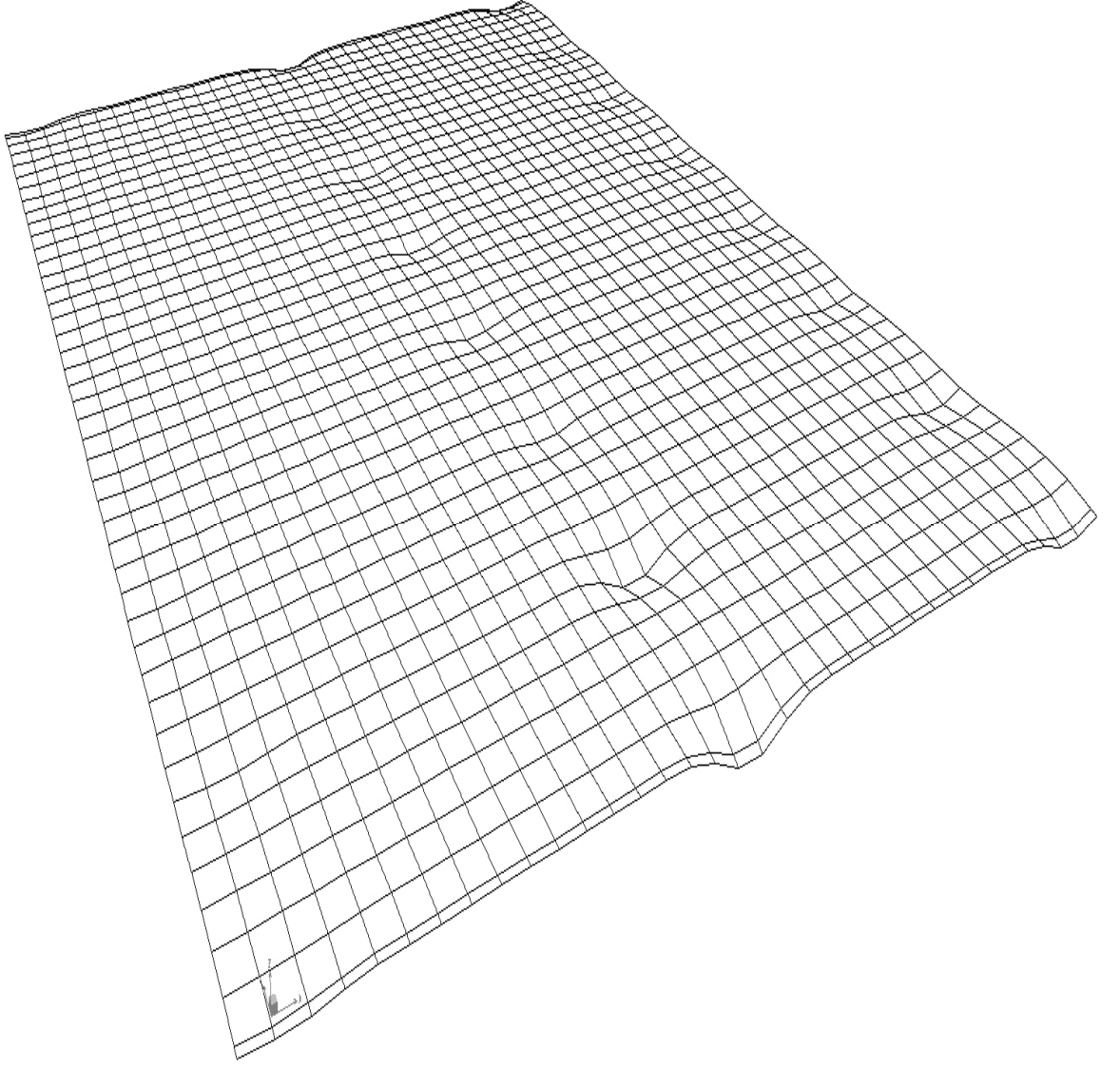
Ray: A100 $F = 85,6 \text{ cm}^2$, $I_y = 1270 \text{ cm}^4$, $I_x = 642 \text{ cm}^4$, $h_o = 95 \text{ mm}$,

$$s_2 = 4,76 \text{ cm}, g = 672 \text{ N/m}$$

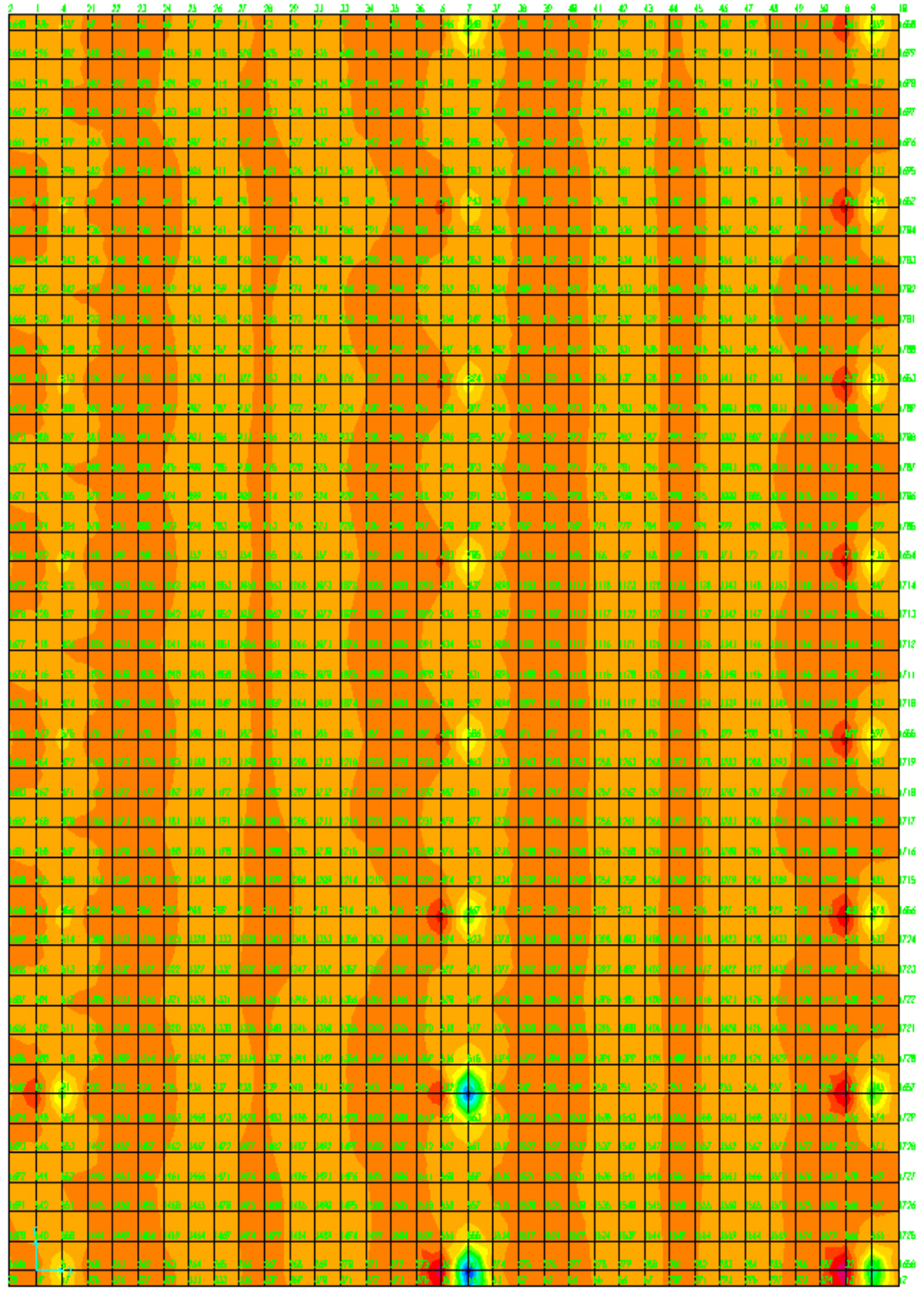
3.6 Radye Temelin Boyutlandırılması

Temel boyutlandırılmasında radye temel seçilmiştir. Bunda etken olan sebepler, zeminin taşıma gücünün zayıf olduğu ve yapının ağırlığı ve kullanım amacının farklı olduğu durumlardır.

Temel boyutlanması sırasında Sap2000 V9.16 programından yararlanılmıştır. Oluşturulan üst yapı yükleri programa aktarılmıştır (Ek D). Maksimum zemin gerilmesinin zemin emniyet gerilmesini aşmamasına dikkat edilmiştir. Bölüm 1'de verilen kombinasyonlardan en elverişsiz olanının D+W+T kombinasyonu olduğu görülmektedir.



Şekil 3.17: Radye Temel Üç Boyutlu Çökmeler



Şekil 3.18: D +W +T Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi

Burada $\sigma_{z-\text{maks}} = 220 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{zem}} = 250 \text{ KN/m}^2$

$\sigma < \sigma_{\text{zem}}$ (temel boyutları zemin emniyet gerilmesi açısından uygun)

Figure 10-10 and Figure 10-11 show the cross-section of a reinforced concrete slab. The slab has a total width of 600 mm and a total height of 200 mm. The bottom reinforcement consists of 10 bars (5 on each side) with a diameter of 10 mm. The top reinforcement consists of 10 bars (5 on each side) with a diameter of 10 mm. The slab is supported by two walls, each 200 mm wide. The distance between the centerlines of the walls is 5790 mm. The slab is shown with a 45-degree slope on the sides, indicating a chamfered edge.

$$A_{smin}=0.002 \times b_w \times d_t \quad (3.67)$$

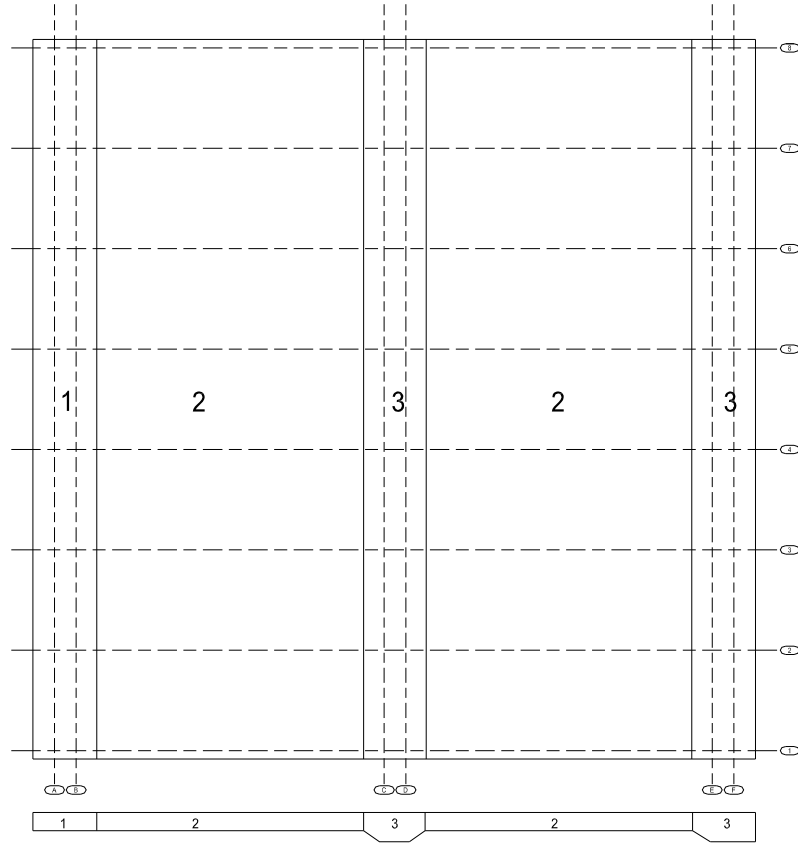
d_t : Kesit yüksekliğinden pas payının çıkarılmış boy (temel için 0.35 m ve 0.55 m, pas payı 0.05 m)

$$A_{smin1}=0.002\times100\times55=11.00\text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = 0.002 \times 100 \times 35 = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{b_w \times (d_t^l)^2}{M} \quad (3.68)$$
$$A_s = \frac{k_s \times M}{d_t} \quad (3.69)$$

122



Şekil 3.20: Radye Temele Gelen Yük Tipleri

Grup 3 için donatı hesabı:

Açıklıkta Hesap

$$M_{xx} = 755 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{1 \times (0.55)^2}{755} = 40,07 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 3,05 \quad (\text{Tablo A5' ten okunur})$$

$$A_{sxx} = \frac{3,05 \times 755}{0.55} = 4186 \text{ mm}^2 \cong 41,9 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 24/10,5$

$$A_{\Phi 24/10} = 43,08 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

$$M_{yy} = 762 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{1 \times (0.55)^2}{762} = 39,69 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 3,05$$

$$A_{syy} = \frac{3,05 \times 762}{0.55} = 4225 \text{ mm}^2 \cong 42,3 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 24/10,5$

$$A_{\Phi 24/10} = 43,08 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Mesnette Hesap:

$$M_{xx} = -179 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{1 \times (0.55)^2}{179} = 168,9 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2,84 \quad (\text{Tablo A5' ten okunur})$$

$$A_{sxx} = \frac{2,84 \times 179}{0.55} = 924,3 \text{ mm}^2 \cong 9,24 \text{ cm}^2 < A_{smin1}$$

Seçilen donatı: minimum donatı $\Phi 16/18 \rightarrow A_{\Phi 16/18} = 11,17 \text{ cm}^2$

$$M_{yy} = -380 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{1 \times (0.55)^2}{380} = 79,61 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2,90 \quad (\text{Tablo A3' ten okunur})$$

$$A_{syy} = \frac{2,90 \times 380}{0.55} = 2003 \text{ mm}^2 \cong 20 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 20/15,5$

$$A_{\Phi 20/15,5} = 20,27 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Grup 1 için donatı hesabı:

Açıklıkta Hesap

$$M_{xx} = 244 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{sxx} = 20,17 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 20/15,5$

$$A_{\Phi 20/15,5} = 20,27 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

$$M_{yy} = 307 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{syy} = 26,76 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 20/11,5$

$$A_{\Phi 20/11,5} = 27,32 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Mesnette Hesap:

$$M_{xx} = -90 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{sxx} = 7,35 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 16/20$

$$A_{\Phi 16/20} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

$$M_{yy} = -192 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{syy} = 16,07 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 20/18,5$

$$A_{\Phi 20/18,5} = 16,98 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Grup 2 için donatı hesabı:

Açıklıkta Hesap

$$M_{xx} = 11,79 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{sxx} = 9,53 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 16/20$

$$A_{\Phi 16/20} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

$$M_{yy} = 113,87 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{syy} = 9,38 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Seçilen donatı: $\Phi 16/20$

$$A_{\Phi 16/20} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Mesnette Hesap:

$$M_{xx} = -4,44 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{sxx} = 3,57 \text{ cm}^2 < A_{smin1}$$

Seçilen donatı: minimum donatı = 7 cm^2

Seçilen donatı: $\Phi 16/20$

$$A_{\Phi 16/20} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

$$M_{yy} = -95,22 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Gerekli donatı alanı } A_{syy} = 7,84 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

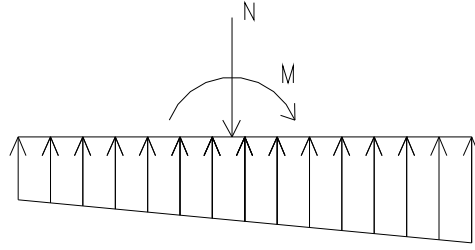
Seçilen donatı: $\Phi 16/20$

$$A_{\Phi 16/20} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

Zımbalama kontrolü:

Zımbalama çevresinin taşıyabileceği en büyük kuvvetin mevcut iç kuvvetten az olması gerekmektedir. Zımbalama kontrolü mafsallı birleşim olduğu için sadece normal kuvvete göre tahkik edilmiştir.

$$N=V_{pd}= 417,49 \text{ kN} , \quad M_x=0 \text{ kNm} , \quad M_y= 0 \text{ kNm}$$



Şekil 3.21: Normal Kuvvet ve Momentin Gerilme Yayılımı

$$e=0.4 \times \frac{M}{N} \quad (3.70)$$

$$e_{min}=0.015+0.03 \times h \quad (3.71)$$

$$V_{pr}=\gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d_t \quad (3.72)$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} \quad (3.73)$$

$$b = b + d_t \quad (3.74)$$

b: Kolon genişliği

f_{ctd} : Beton hesap çekme dayanımı

u_p : Zımbalama çevresi

$$e_x = 0, e_y = 0$$

$$b_x = 1 + 0,35 = 1,35 \text{ m}$$

$$b_y = 1,2 + 0,35 = 1,55 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 \times \frac{0 + 0}{\sqrt{1,35 \times 1,55}}} = 1$$

$$u_p = 2 \times (1,35 + 1,55) = 5,80 \text{ m}$$

$$V_{pr} = 1 \cdot 1150 \cdot 5,8 \cdot 0,35 = 2334 \text{ kN}$$

$$V_{pr} > V_{pd}$$

(uygun)

P : Güçlendirme elemanına etkiyen kuvvet

H-A : Kirişe etkiyen eksenel kuvvet

R : Kirişe etkiyen kesme kuvveti

e_b : Kolonun yarı yüksekliği

e_c :Kolonun yarı yüksekliği

α : Seçilen guse levhasının kolon yüzünden merkezine olan uzaklığı

$\bar{\alpha}$: Seçilen guse levhasının kolon yüzünden merkezine olan uzaklık

β : Kiriş yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık

$$V_c = \frac{\beta}{r} \times P \quad (4.3)$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} \times P \quad (4.4)$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} \times P \quad (4.5)$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} \times P \quad (4.6)$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (4.7)$$

$$P = 60,49 \text{ kN}, \theta = 46^\circ \rightarrow V = 435,1 \text{ kN}, H = 420,1 \text{ kN}$$

$$H-A = 104,6 \text{ kN}$$

$$R = 20,5 \text{ kN}$$

$$\beta = 34,9 \text{ cm}$$

$$\alpha = 23,2 \text{ cm}$$

$$e_c = 35 \text{ cm}$$

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

Not: Momentin 0 olması için bir çalışma yapılmış ,fakat ortaya çıkan plakanın mimari olarak uygun olmadığı görülmüş ve plaka uygun bir şekle ayarlanarak meydana gelen moment de hesaba katılmıştır.

$$M = V.(e_c + \alpha) - H(\beta + e_b) \quad (4.8)$$

$$M = 435,1.(58,2) - 42,01.(44,9)$$

$$M = 6460 \text{ kNcm}$$

$$V_c = \frac{\beta}{r} \times P = 435,1 \cdot \frac{34,9}{44,9} = 337,2 \text{ kN}$$

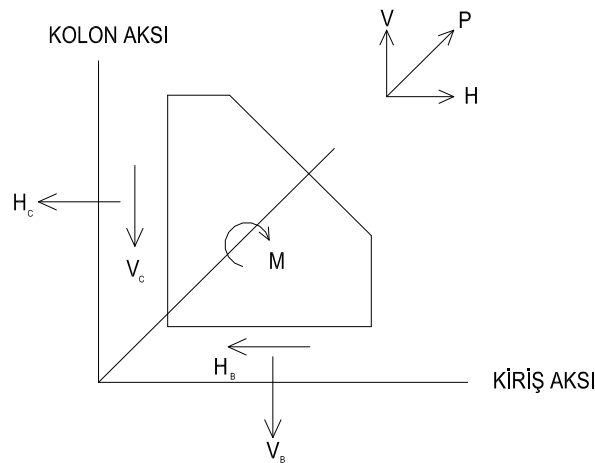
$$H_c = \frac{e_c}{r} \times P = 420,1 \cdot \frac{34,9}{44,9} = 325,6 \text{ kN}$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} \times P = 420,1 \cdot \frac{23,2}{58,2} = 167,5 \text{ kN}$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} \times P = 435,1 \cdot \frac{23,2}{58,2} = 173,4 \text{ kN}$$

$$\sum H = 0$$

$$H = H_b + H_c = 167,5 + 325,6 = 493,1 \text{ kN}$$



Şekil 4.2: Kuvvet Yönleri

Guse levhasının kat kirişine bağlandığı yerde Kaynak Dikişlerinin Tahkiki

$$\text{Köşe Kaynak:} \quad a = 1,0 \text{ cm} \quad l = (46,3 - 2 \cdot 1) = 44,3 \text{ cm}$$

$$F = 44,3 \cdot 2 \cdot 1 = 88,6 \text{ cm}^2$$

$$I_k = \frac{44,3^3 \cdot 1}{12} \cdot 2 = 14490 \text{ cm}^4$$

$$\tau_k = \frac{167,5}{88,6} = 1,8 \text{ kN/cm}^2 < 19,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\sigma_k = \frac{6460}{14490} \cdot \frac{44,3}{2} + \frac{173,4}{88,6} = 2,9 \text{ kN/cm}^2 < 27,60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Guse levhasının kolona birleşimi

Çeşitli çapta ve sayıda bulon denemeleri sonucu hesap seçilen bulon şu şekildedir.

$$M24 (10.9 - \text{SLP}) \quad \text{Öngerilme} = 1,0 P_v$$

$$\tau_{\text{sem}} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{lem}} = 71 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_t = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \cdot 32 = 157,1 \text{ kN}$$

$$P_\sigma = 71 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 266,3 \text{ kN}$$

Kullanılan bulon sayısı 8 adet M24

$$8 \text{ sıra için } f = 0,5833$$

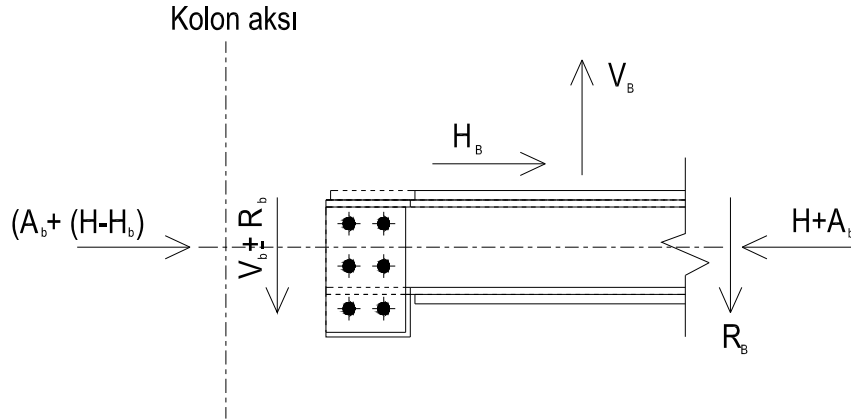
$$P_1^{\text{Hx}} = \frac{M}{g} \cdot f = \frac{8146}{60} \cdot 0,5833 = 79,2 \text{ kN} \quad (4.9)$$

$$P_1^{\text{H}} = \frac{H_c}{n} = \frac{325,6}{8} = 40,7 \text{ kN} \quad (4.10)$$

$$P_1^{\text{V}} = \frac{V_c}{n} = \frac{337,2}{8} = 42,2 \text{ kN} \quad (4.11)$$

$$P_T = \sqrt{42,2^2 + (79,2 + 40,7)^2} = 127,1 \text{ kN} \quad (4.12)$$

Kiriş-Kolon Birleşimi



Şekil 4.3: Kolon Kiriş Birleşim Noktası Kuvvetleri

$$V_b = 173,4 \text{ kN}$$

$$\text{Yatay Yük} \quad P_v = A_b + (H - H_b) = 104,6 + 420,1 - 167,5 = 357,2 \text{ kN}$$

$$\text{Düşey Yük} \quad P_H = V_b + R_b = 173,4 + 20,5 = 193,9 \text{ kN}$$

Bulonlarda Kontrol

$$M24 (10.9 - SLP) \text{ Öngerilme} = 1,0 P_v$$

$$\tau_{sem} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{lem} = 71 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların taşıyabileceği maksimum yük (n=6)

$$P_t = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \cdot 32 = 157,1 \text{ kN}$$

$$P_\sigma = 71 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 266,3 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_t, P_\sigma) = 157,1 \text{ kN}$$

2 sıra için f=0,5

$$P_1^{Hx} = \frac{M}{g} \cdot f = \frac{193,9 \cdot 9,5}{18} \cdot 0,5 = 51,1 \text{ kN}$$

$$P_1^H = \frac{H_c}{n} = \frac{357,2}{6} = 59,5 \text{ kN}$$

$$P_1^V = \frac{V_c}{n} = \frac{193,9}{6} = 32,3 \text{ kN}$$

$$P_T = \sqrt{32,3^2 + (59,5 + 51,1)^2} = 115,2 \text{ kN} < 157,1 \text{ kN} \quad \textbf{(uygun)}$$

Levha Kolon Birleşiminin Tahkiki

Köşe Kaynak $a=1 \text{ cm}$

$$\ell = 97,8 \text{ cm}$$

$$\ell' = 97,8 - 2 \cdot 1 = 95,8 \text{ cm}$$

$$F_k = 95,8 \cdot 2 \cdot 1,0 = 191,6 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \cdot 1 \cdot \frac{191,6^2}{6} = 12236 \text{ cm}^3$$

$$e = 5,1 \text{ cm}$$

$$\sum V_c = V_c + P_v = 337,2 + 357,2 = 694,4 \text{ kN}$$

$$\sum V = H_c + P_H = 325,6 + 193,9 = 519,5 \text{ kN}$$

$$M = V \cdot e = 694,4 \cdot 5,1 = 3541,4 \text{ kNcm}$$

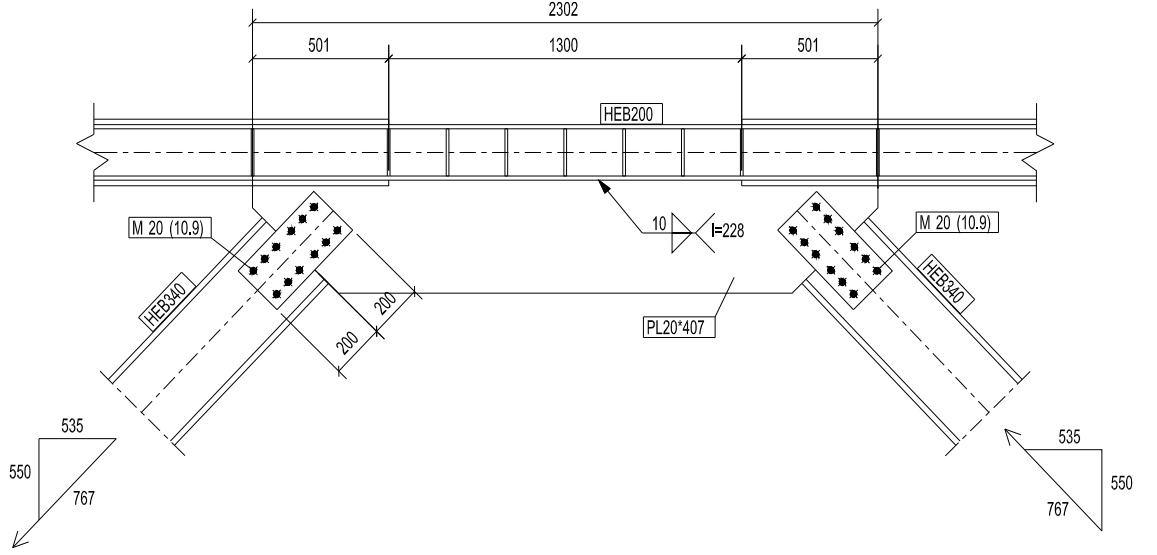
$$\tau_k = \frac{694,4}{191,6} = 3,62 \text{ kN/cm}^2 < 19,67 \text{ kN}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\sigma_k = \frac{3541,4}{12236} + \frac{549,5}{191,6} = 3,2 \text{ kN/cm}^2 < 27,60 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

Kat Çaprazlarının Bağlantı Kirişine Bağlanış Detayı ve Hesapları

Çaprazlar, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1,25 D_a katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

$$N_d = 604,9 \text{ kN}$$



Şekil 4.4: Dışmerkezlik Çaprazı

Bulonlarda tahkik:

Birleşimde toplam 12 adet (6+6) yüksek mukavemetli M20 (10.9) bulon kullanılmıştır.(Bkz. Şekil 4.4)

M20 (10.9 – SLP) Öngerilme = 1,0 P_v

$$\tau_{sem} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{lem} = 71 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların taşıyabileceği maksimum yük

$$1) P_t = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \cdot 32 = 157,1 \text{ kN (tek tesir)}$$

$$2) P_t = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \cdot 32 = 314,2 \text{ kN (çift tesir)}$$

$$3) \text{HEB340 gövdesi } P_\sigma = 71 \cdot 1,2 \cdot 2,1 = 118,4 \text{ kN}$$

$$4) \text{Flanş gövdesi } P_\sigma = 71 \cdot 2,15 \cdot 2,1 = 212,2 \text{ kN}$$

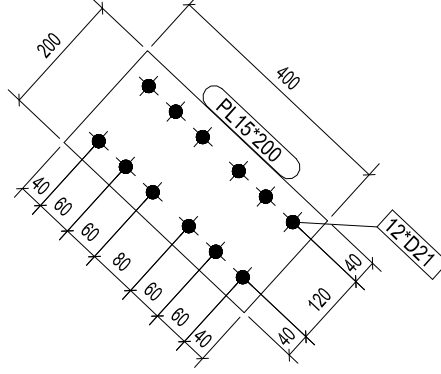
Gövdeden bağlantı için minimum bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet

$$P_{em} = \min(P_2, P_3) = \min(314,2 ; 118,4) = 118,4 \text{ kN}$$

$$n = \frac{604,9}{118,4} = 5,11 \rightarrow n = 6 \text{ seçilir.}$$

Sadece gövdeye bulon koymak yeterlidir. HEB340 profilinin sadece gövdeden normal kuvvet almasıyla ilgili hesap sayfa 101’de gösterilmiştir.

Ara Bağlantı Plakasında Gerilme Kontrolü:

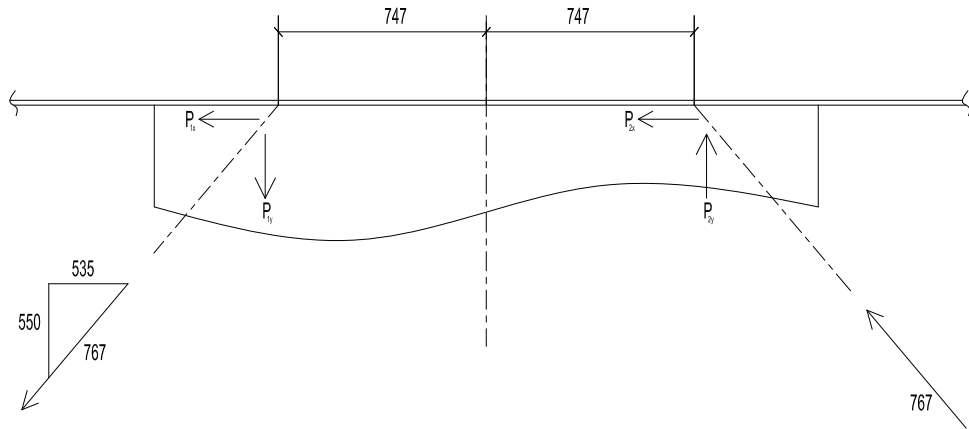


Şekil 4.5: Ara Bağlantı Plakası

$$F_{\text{net}} = 2 \cdot [20 \cdot 2,0 - 2 \cdot (2,1 \cdot 2,0)] = 63,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{604,9}{63,2} = 9,5 < 24,8 \text{ kN/cm}^2$$

Kiriş Levha Birleşiminde Kontrol



Şekil 4.6: Kiriş Levha Birleşimi

$$\sum P_x = 420,1 \cdot 2 = 840,2 \text{ kN}$$

$$P_{1y} = -P_{2y} = 435,1 \text{ kN}$$

Köşe Kaynak $a=1 \text{ cm}$

$$\ell = 230 \text{ cm}$$

$$\ell' = 230 - 2 \cdot 1 = 228 \text{ cm}$$

$$F_k = 228 \cdot 2 \cdot 1,0 = 468 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \cdot 1 \cdot \frac{228^2}{6} = 18252 \text{ cm}^3$$

$$M = 2 \cdot 435,1 \cdot 65 = 56560 \text{ kNcm}$$

$$\tau_k = \frac{840,2}{468} = 1,79 \text{ kN/cm}^2 < 19,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\sigma_k = \frac{56560}{18252} = 3,09 \text{ t/cm}^2 < 27,60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

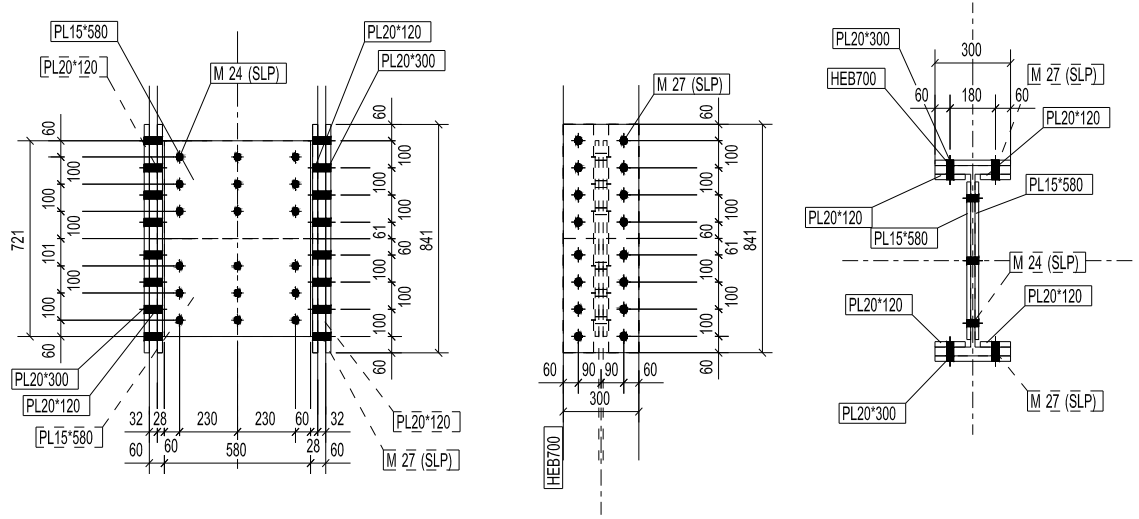
Gerilme değerleri 0,75'ten küçük olduğundan kıyaslama gerilmesi tahkiki gerekmez.

4.2 HEB700 Kolonu Ek Hesabı

Yeni deprem Yönetmeliği Madde 4.3.5'e göre kolon ve kiriş eklerinin eğilme kapasitesi, eklenen elemanın eğilme kapasitesinden, kesme kuvveti kapasitesi ise Yeni Deprem Yönetmeliği Denk.(4.5)'te verilen değerden az olmayacaktır. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin eksenel kuvvet kapasiteleri Yeni Deprem Yönetmeliği Denk.(4.1a) ve Denk.(4.1b) ile hesaplanan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olacaktır. Ek elemanlarının taşıma güçlerinin hesabında, Yeni Deprem Yönetmeliği (4.2.5)'te verilen kaynak ve bulon gerilme sınır değerleri kullanılacaktır. Fakat güvenli tarafta kalmak için nulon emniyet gerilmeleri, (EY) yüklemesine göre alınmıştır.

Tasarım, normal kuvvet kapasitesine göre daha elverişsiz olan eğilme kapasitesi baz alınarak yapılacaktır. Bu yaklaşımla, eklenen başlık ve gövde levhalarının alnından

büyük hesap yapılmıştır. Başlık bulaonları sadece momentten kaynaklanan kuvvete göre boyutlandırılmıştır.



Şekil 4.7: Kolon Eki

Profil HEB700 (St52)

$F = 306,4 \text{ cm}^2$, $h = 700 \text{ mm}$, $t_f = 32 \text{ mm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $t_w = 17 \text{ mm}$, $d = 582 \text{ mm}$,

$I_x = 256900 \text{ cm}^4$, $I_y = 14440 \text{ cm}^4$, $G = 241 \text{ kg/m}$, $i_x = 28,96 \text{ cm}$, $i_y = 6,87 \text{ cm}$,

$W_{el,x} = 7340 \text{ cm}^3$, $W_{el,y} = 962,7 \text{ cm}^3$, $W_{pl,x} = 8327 \text{ cm}^3$, $W_{pl,y} = 1495 \text{ cm}^3$

Ekin Kesme kuvveti Kapasitesi Kontrolü

$$V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot A_k \quad (4.13)$$

$$V_p = 0,60 \cdot 36 \cdot (70 \cdot 2 \cdot 3,2) = 1373,8 \text{ t}$$

$$V_{pek} = 0,60 \cdot 36 \cdot (2 \cdot 58 \cdot 1,5) = 3758,4 \text{ t}$$

$$V_{pek} > V_p \quad (\text{uygun})$$

Ekin Eksenel kuvvet Kapasitesi Kontrolü

Eksenel Basınç Kapasitesi Kontrolü

$$N_{bp} = 1,7 \cdot \sigma_{bem} \cdot A$$

$$N_{bp} = 1,7 \cdot 17,56 \cdot 306,4 = 9147 \text{ kN} \quad (4.14)$$

$$N_{bpek} = 1,7 \cdot (0,6 \cdot 36) = 1,7 \cdot 21,6 \cdot 390 = 14321 \text{ kN}$$

$$N_{bpek} > N_{bp} \quad \textbf{(uygun)}$$

Eksenel Çekme Kapasitesi Kontrolü

$$N_{cp} = \sigma_a \cdot A_n \quad \textbf{(4.15)}$$

$$N_{cp} = 36.(306,4 - 2 \cdot 2 \cdot 2,8 \cdot 3,2 - 3 \cdot 2,5 \cdot 1,7) = 36 \cdot 257,81 = 9281 \text{ kN}$$

$$N_{cpek} = 36.(2 \cdot 85,6 + 151,5) = 36 \cdot 322,7 = 11617 \text{ kN}$$

$$N_{cpek} > N_{cp} \quad \textbf{(uygun)}$$

Ekin Moment Kapasitesi Kontrolü

$$M_{pl} = W_p \cdot \sigma_a \quad \textbf{(4.16)}$$

$$M_{px} = 8327 \cdot 36 = 299772 \text{ kNcm} > 16350 \text{ kNcm}$$

$$M_{py} = 1495 \cdot 36 = 5382 \text{ kNcm} > 535,7 \text{ kNcm}$$

$$F_{nek}^B = (30 \cdot 2,0 - 2 \cdot 2,8 \cdot 2,0) + 2 \cdot (12 \cdot 2,0 - 2,8 \cdot 2,0) = 85,6 \text{ cm}^2 > F_n^B = 30 \cdot 3,2 - 2 \cdot$$

$$2,8 \cdot 3,2 = 78,08 \text{ cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$F_{nek}^g = 2 \cdot (58 \cdot 1,5 - 3 \cdot 2,5 \cdot 1,5) = 151,5 \text{ cm}^2 > F_n^g = (70 - 2 \cdot 3,2) \cdot 1,7 - 3 \cdot 2,5 \cdot 1,7 =$$

$$95,37 \text{ cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$t_e' = 15 \text{ mm} > 0,8 \cdot t_w = 0,8 \cdot 1,7 = 1,36 \text{ cm} \quad \textbf{(uygun)}$$

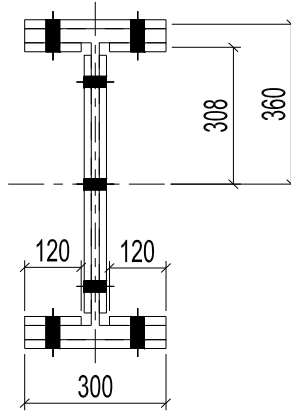
$$I_{ek} = I_{ek}^B + I_{ek}^G = 2.30.36^2 + 2.2.12.2.0.30,8^2 + 2 \cdot \frac{1,5.58^3}{12}$$

$$I_{ek} = 246589 + 48778$$

$$I_{ek} = 295367 \text{ cm}^4$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

X yönünde tahkik:



Şekil 4.8: Kolon Eki Enine Kesiti

$$M_{ek}^B = \frac{299772}{2953670} \cdot 246589 = 25027 \text{ kNcm}$$

$$x_g^B = \frac{30 \cdot 2 \cdot 36 + 2 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 30,8}{2 \cdot 30 + 2 \cdot 12 \cdot 2} = \frac{3638,4}{108} = 33,69 \text{ cm}$$

$$N = \frac{250270}{33,69 \cdot 2} = 3714 \text{ kN}$$

Bulonlarda Kontrol:

M27 (10.9 – SLP) Öngerilme = 1,0 P_v

$$\tau_{sem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{lem} = 63 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların taşıyabileceği maksimum yük

$$P_t = \frac{\pi \cdot 2,8^2}{4} \cdot 28 \cdot 2 \cdot 1,7 = 586,2 \text{ t}$$

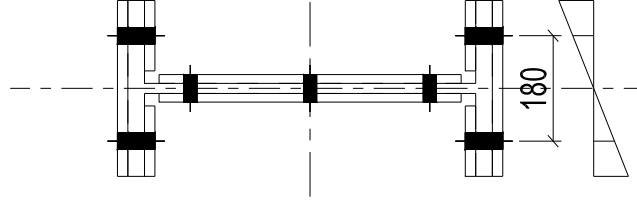
$$P_\sigma = 2,8 \cdot 3,2 \cdot 63 \cdot 1,7 = 959,6 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_t, P_\sigma) = 586,2 \text{ kN}$$

$$n_b = \frac{371,4}{58,62} = 6,33 \rightarrow n = 8 \text{ seçilir.}$$

Y yönünde tahkik:

Tüm moment başlık bulonları tarafından alınacaktır.



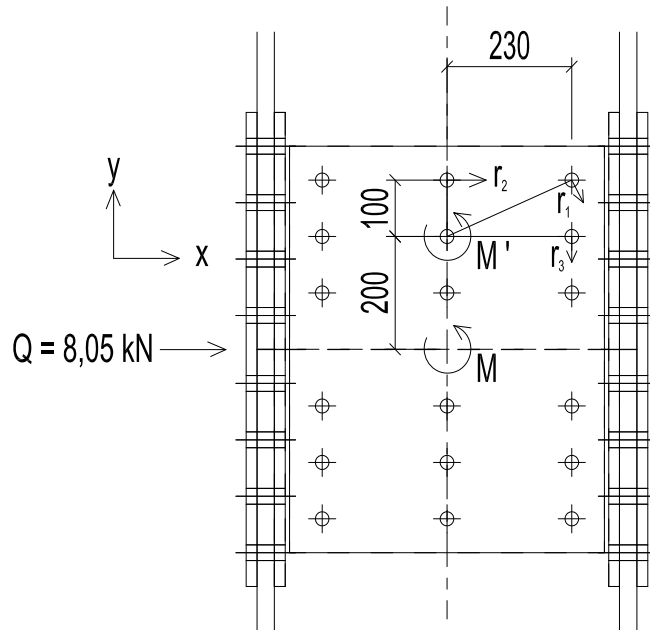
Şekil 4.9: Kolon Eki Enine Kesiti-2

$$M_{ply} = 53820 \rightarrow N_d = \frac{53820}{18} = 2990 \text{ kN}$$

$$n = 8$$

$$N = \frac{2990}{8} = 373,7 \text{ kN} < 586,2 \text{ kN}$$

Gövde Bulonlarında İrdeleme:



Şekil 4.10: Gövde Bulonları

$$M_{ek}^G = \frac{299772}{2953670} \cdot 487780 = 49510 \text{ kNcm}$$

$$M' = 49510 + 20 \cdot 80,5 = 51120 \text{ kNcm}$$

$$r_1 = \sqrt{(23^2 + 10^2)} = 25,08 \text{ cm}$$

$$r_2 = 10 \text{ cm}$$

$$r_3 = 23 \text{ cm}$$

$$\sum r^2 = 2r_2 + 4r_1 + 2r_3 \quad (4.17)$$

$$\sum r^2 = 4 \cdot 25,08^2 + 2 \cdot 10^2 + 2 \cdot 23^2$$

$$\sum r^2 = 3774 \text{ cm}^2$$

$$N_{ly}^M = \frac{x}{\sum r^2} \cdot \sum M_{ek}^G \quad (4.18)$$

$$N_{ly}^M = \frac{51120}{3774} \cdot 23 = 311,5 \text{ kN}$$

$$N_{lx}^M = \frac{y}{\sum r^2} \cdot \sum M_{ek}^G \quad (4.19)$$

$$N_{lx}^M = \frac{51120}{3774} \cdot 10 = 135,5 \text{ kN}$$

$$N_{lx}^Q = \frac{Q}{n} \quad (4.20)$$

$$N_{lx}^Q = \frac{805}{9} = 89 \text{ kN}$$

N_{ly}^M : Bulonların ağırlık merkezine en uzak mesafedeki bulonda y eksenine doğrultusunda momentten dolayı oluşan kesme kuvveti

N_{lx}^M : Bulonların ağırlık merkezine en uzak mesafedeki bulonda x eksenine doğrultusunda momentten dolayı oluşan kesme kuvveti

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

$$\sum N = \sqrt{((N_{lx}^M)^2 + (N_{lx}^Q))^2 + (N_{ly}^M)^2} \quad (4.21)$$

$$\sum N = \sqrt{(135,5 + 8,9)^2 + 311,5^2} = 343,3 \text{ kN}$$

$$M24 (10.9 - SLP) \text{ Öngerilme} = 1,0 P_v$$

$$\tau_{sem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{lem} = 63 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların taşıyabileceği maksimum yük

$$P_t = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \cdot 28 \cdot 2 \cdot 1,7 = 467,3 \text{ kN}$$

$$P_\sigma = 2,5 \cdot 3,2 \cdot 63 \cdot 1,7 = 856,8 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_t, P_\sigma) = 467,3 \text{ kN}$$

467,3 kN > 343,3 kN , 9 adet M24 (SLP) bulon seçilmesi uygundur.

4.3 HEB140 Makası Ek Hesabı

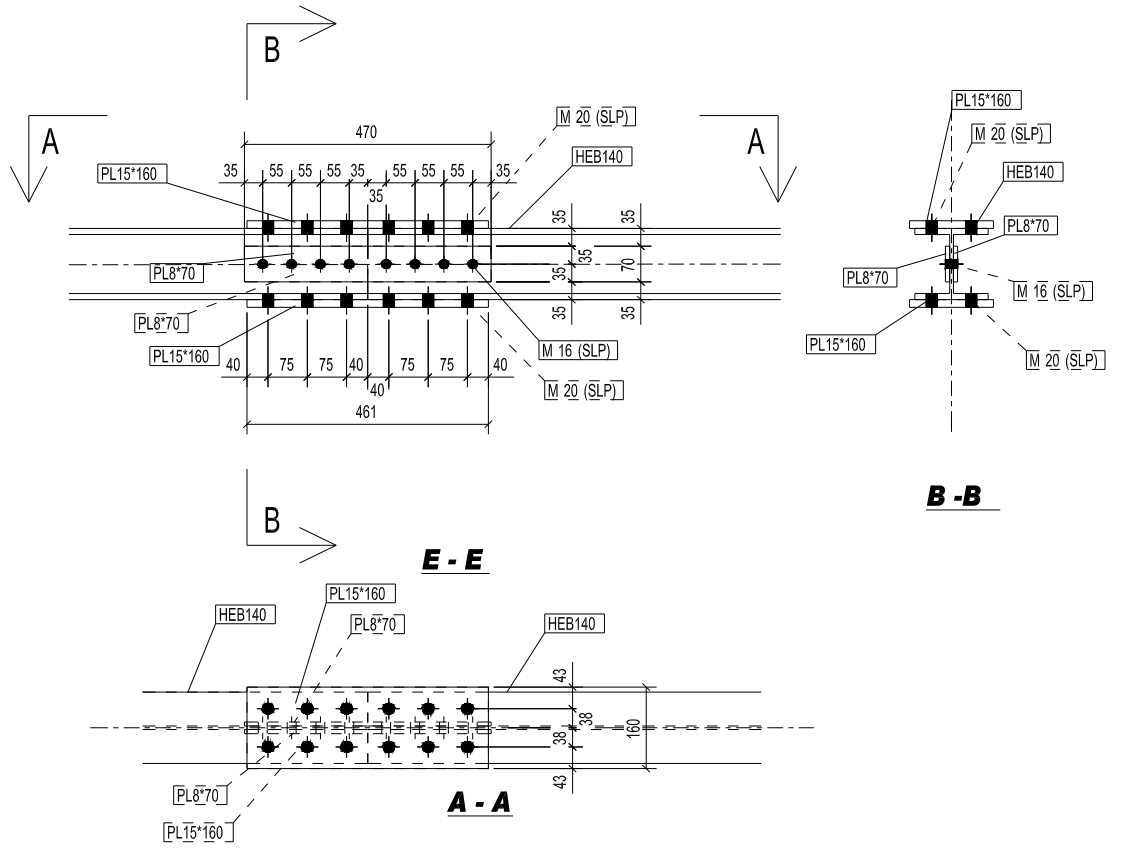
Normal kuvvet kapasitesine tasarım yapılacaktır.

Normal kuvvet kapasitesi

$$N_{pl} = A_n \cdot \sigma_a$$

$$A_n = 42,96 - 2 \cdot 1,2 \cdot 2,1 - 0,7 \cdot 1,7 = 36,73 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = 36,73 \cdot 36 = 1322 \text{ kN}$$



Şekil 4.11: Makas Eki

Seçilen Kesit: HEB140 (St52)

$F = 42,96 \text{ cm}^2$, $h = 140 \text{ mm}$, $t_w = 7,0 \text{ mm}$, $t_f = 12 \text{ mm}$, $d = 9,2 \text{ cm}$, $W_{el,x} = 215,6 \text{ cm}^3$, $W_{el,y} = 78,52 \text{ cm}^3$, $I_x = 1509 \text{ cm}^4$, $I_y = 549,7 \text{ cm}^4$, $G = 33,7 \text{ kg/m}$,

$i_x = 5,93 \text{ cm}$, $i_y = 3,58 \text{ cm}$, $W_{el,x} = 215,6 \text{ cm}^3$, $W_{el,y} = 78,52 \text{ cm}^3$,

$W_{pl,x} = 245,4 \text{ cm}^3$, $W_{pl,y} = 119,8 \text{ cm}^3$

Ekin Kesme kuvveti Kapasitesi Kontrolü

$$V_p = 0,60 \cdot \sigma_a \cdot A_k$$

$$V_p = 0,60 \cdot 36 \cdot 9,2 = 199 \text{ kN}$$

$$V_{pek} = 0,60 \cdot 36 \cdot (2 \cdot 7 \cdot 0,8) = 242 \text{ kN}$$

$$V_{pek} > V_p$$

(uygun)

Ekin Eksenel kuvvet Kapasitesi Kontrolü:

Eksenel Çekme Kapasitesi Kontrolü:

$$N_{cp} = \sigma_a \cdot A_n$$

$$N_{cp} = 36 \cdot (42,96 - 2 \cdot 2 \cdot 2,1 \cdot 2,0 - 2 \cdot 1,7 \cdot 0,8) = 36 \cdot 257,81 = 9281 \text{ kN}$$

$$N_{cpek} = 36 \cdot (2 \cdot 85,6 + 151,5) = 36 \cdot 322,7 = 11617 \text{ kN}$$

$$N_{cpek} > N_{cp} \quad \textbf{(uygun)}$$

Ekin Moment kapasitesi Kontrolü:

$$M_{pl} = W_p \cdot \sigma_a$$

$$M_{px} = 173,5 \cdot 36 = 6246 \text{ kNcm}$$

$$M_{pxek} = 590,4 \cdot 36 = 21254 \text{ kNcm}$$

$$M_{pxek} > M_{px}$$

$$F_{nek}^B = (16 \cdot 2,0 - 2 \cdot 2,1 \cdot 2,0) = 23,6 \text{ cm}^2 >$$

$$F_n^B = 14 \cdot 1,2 - 2 \cdot 2,1 \cdot 1,2 = 11,76 \text{ cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$F_{nek}^g = 2 \cdot (7 \cdot 0,8 - 1,7 \cdot 0,8) = 8,48 \text{ cm}^2 >$$

$$F_n^g = 9,2 \cdot 0,7 - 1,7 \cdot 0,7 = 5,27 \text{ cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$t_e' = 8 \text{ mm} > 0,8 \cdot t_w = 0,8 \cdot 7 = 5,6 \text{ cm} \quad \textbf{(uygun)}$$

$$F_{ek}^B = 23,6 \cdot 2 = 47,2 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^G = 2 \cdot (0,8 \cdot 7 - 0,8 \cdot 1,7) = 8,48 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek} = F_{ek}^B + F_{ek}^G = 55,68 \text{ cm}^2$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_{ek}^B = \frac{236}{556,8} \cdot 1322 = 560,4 \text{ kN}$$

Bulonlarda Kontrol:

M20 (10.9 – SLP) Öngerilme = 1,0 P_v

$$\tau_{sem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{lem} = 63 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların taşıyabileceği maksimum yük

$$P_t = \frac{\pi \cdot 2,1^2}{4} \cdot 28 = 97,0 \text{ kN t}$$

$$P_\sigma = 2,1 \cdot 1,2 \cdot 63 = 158,8 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_t, P_\sigma) = 97,0 \text{ kN}$$

$$n_b = \frac{560,4}{97,0} = 5,77 \rightarrow n = 6 \text{ adet seçilir.}$$

Gövde Bulonlarında İrdeleme:

M16 (10.9 – SLP) Öngerilme = 1,0 P_v

$$\tau_{sem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{lem} = 63 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların taşıyabileceği maksimum yük

$$P_t = \frac{\pi \cdot 1,7^2}{4} \cdot 28 = 63,6 \text{ kN}$$

$$P_\sigma = 1,7 \cdot 0,7 \cdot 63 = 75,0 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_t, P_\sigma) = 63,6 \text{ kN}$$

$$n_g = \frac{20,13}{6,36} = 3,16 \rightarrow n = 4 \text{ adet seçilir.}$$

4.4 HEB700 Mafsallı Kolon Ayağı Hesabı

Kolon ayağı sistemde mafsallı olarak tasarlanarak, merkezi basınca ve kesme kuvvetine dayanacak şekilde boyutlandırılmıştır.

Yeni Deprem Yönetmeliği Madde 4.9.1'a göre, Çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilmeleri kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

(a) Temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin $1,1D_a$ katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolon ve çaprazların aksenal yük kapasitelerinin $1,1D_a$ katından oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler.

(b) Denk.(4.1a) ve Denk.(4.1b)'de verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

Yeni deprem yönetmeliği Madde 4.9.2'ye göre bağlantı detayının taşıma kapasitesinin hesabında, yeni yönetmelik Madde 4.2.5'te verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır [1] .

Yukarıdaki maddelerden yola çıkarak (b) maddesindeki değerler daha küçük olduğundan hesaplar buna göre yapılacaktır.

Taban plakası için büyük palak kesiti bulunduğundan nervürlü taban plakası tercih edilmiştir.

Tablo 4.1: HEB700 Kolona gelen mesnet tepkileri (kN – cm)

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Case
Text	Text	Text	kN	kN	kN	
134	COMB177	Combination	338,0	-6,0	3907,2	$EIY^*(\Omega_o)$
18	COMB184	Combination	-223,1	8,7	-1842,0	$EIY^*(\Omega_o)$
147	COMB184	Combination	219,4	-0,7	4009,6	$EIY^*(\Omega_o)$

Taban Gerilmesi Tahkiki

$$P = \frac{4009600}{99,2 \cdot 120} = 336,8 \text{ N/m}^2 < P_{em} = 700 \text{ N/m}^2 \text{ (BS25 betonu) } ([3] - S.499)$$

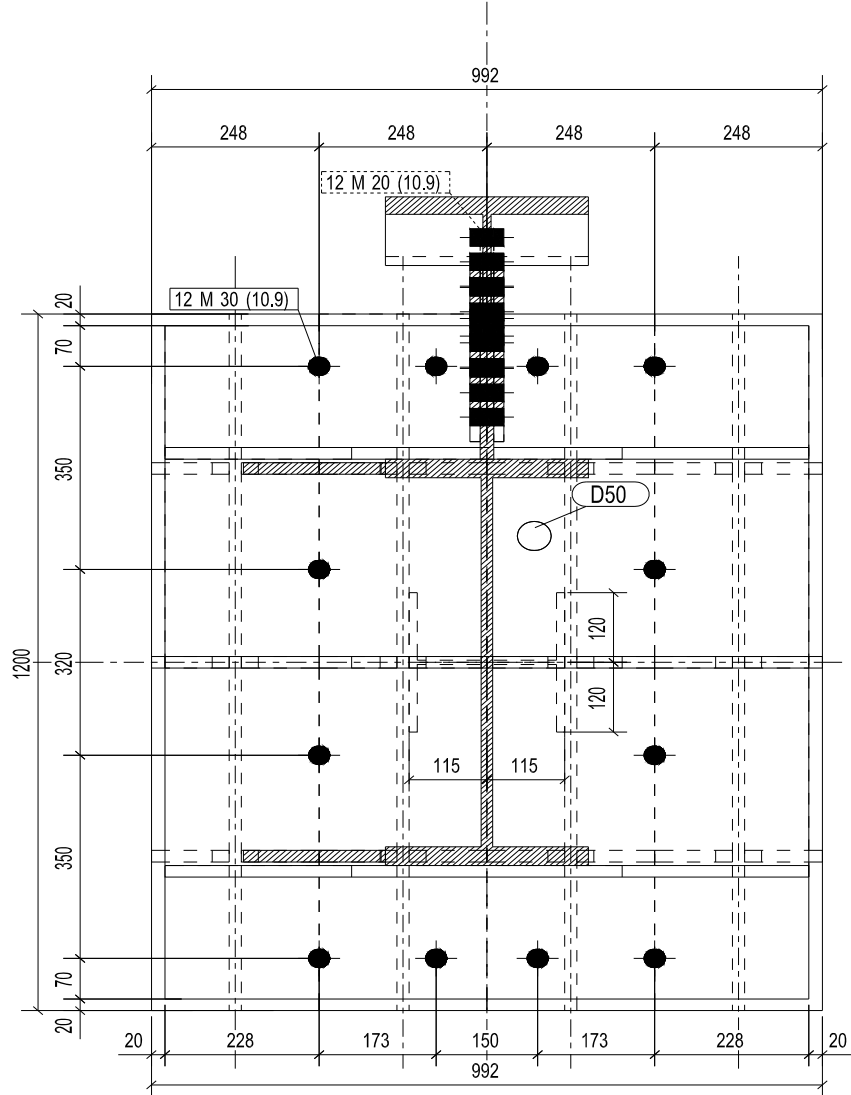
Izgara profillerin tahkiki

$$\text{Malzeme : St52} \quad \sigma_f = 36 \text{ kN/cm}^2$$

Yükleme : (EİY*) $\sigma_{em} = 28,9 \text{ kN/cm}^2$, $\tau_{em} = 18,0 \text{ kN/cm}^2$

HEM240

$I_x = 24290 \text{ cm}^4$, $I_y = 8153 \text{ cm}^4$, $W_x = 1799 \text{ cm}^3$, $W_y = 657,5 \text{ cm}^3$ $S_x = 584 \text{ cm}^3$



Şekil 4.12: HEB700 Kolon Ayak Detayı

Eğilme Gerilmesi Tahkiki:

$$\text{maks } M = \frac{P}{8} \cdot (l - c) = \frac{4009,60}{8} \cdot (120 - 80) = 20048 \text{ kNcm} \quad (4.22)$$

(4.23)

(4.24)

$$S = 899 - 1,8 \cdot \left(\frac{16,4}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} = 838,5 \text{ cm}^3$$

(4.25)



Boyun kısmında Makaslama Gerilmesi Tahkiki:

$$\text{maks } \tau = \frac{\text{maks} Q \cdot S_x}{4 \cdot J_x \cdot S} = \frac{835,3 \cdot 838,5}{4 \cdot 24290 \cdot 1,8} = 4,0 \text{ kN/cm}^2 < 18,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = \frac{P}{8 \cdot \ell} \cdot (\ell - c)^2 = \frac{4009,6}{8 \cdot 120} \cdot 70^2 = 20465,7 \text{ tcm}$$

$$\sigma_x = \frac{M}{4 \cdot J_x} \cdot 7,6 = \frac{20465,7}{4 \cdot 24290} \cdot 7,6 = 16 \text{ kN/cm}^2 < 28,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$F = 4 \cdot 1,8 \cdot 90,6 + 4 \cdot 4 \cdot 1,5 \cdot 11,5 = 928,32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{4009,6}{928,32} = 4,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2} \quad (4.26)$$

$$\sigma = \sqrt{1,6^2 + 4,3^2 - 1,6 \cdot 4,3 + 3 \cdot 4,0^2} = 6,2 \text{ kN/cm}^2 < 0,75 \cdot 36 = 27 \text{ kN/cm}^2$$

Kama Hesabı:

Betonun basınç gerilmesine göre tahkiki

$$\sigma = \frac{H}{F} \quad \sigma = \frac{338 \cdot 1000}{700} = 483 \text{ cm}^2 \text{ gerekli}$$

Seçilen Kesit: HEA240 (St52)

$$I_x = 7763 \text{ cm}^4, I_y = 2769 \text{ cm}^4, W_x = 675,1 \text{ cm}^3, W_y = 230,7 \text{ cm}^3$$

Kama profilinde tahkik:

$$M = H \cdot \left(5 + \frac{25}{2} \right) = 338 \cdot 17,5 = 5915 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{5915}{675,1} = 8,8 \text{ kN/cm}^2 < 28,9 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kamayı Taban Levhasına Bağlayan Kaynak Dikişlerinde Kontrol:

$$I_k = 2 \cdot \left[(0,80 \cdot 22) \cdot \left(\frac{23}{2} - \frac{1,2}{2} \right)^2 + \frac{0,5 \cdot 16,4^3}{12} \right] = 4550 \text{ cm}^4$$

$$F_k = [0,8 \cdot 22 + 0,5 \cdot 16,4] \cdot 2 = 51,6 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{338}{51,6} = 6,6$$

$$\sigma_k = \frac{5915}{4550} \cdot \frac{23}{2} = 15,0 \text{ kN/cm}^2$$

TS3357'ye göre hesaplanan gerilmelerden biri $7,50 \text{ kN/cm}^2$ 'den büyük olduğundan kıyaslama gerilmesi tahkikine ihtiyaç vardır.

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{6,6^2 + 15,0^2} = 16,3 \text{ kN/cm}^2 < 27,60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj Hesabı:

$$N = 1842 \text{ kN}$$

Seçilen Ankraj bulonu 10 M30 (10.9 – 1,0Pv öngerme)

$$\sigma_{zem} = 41 \cdot 1,7 = 69,7 \text{ kN/cm}^2 \quad ([1] - \text{Madde 4.9.2})$$

$$F_k = \frac{\pi \cdot 0,86 \cdot 3,0^2}{4} = 5,23 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{\text{maks } Z}{10 \cdot F_k} = \frac{1842}{10 \cdot 5,23} = 35,2 \text{ kN/cm}^2 < 41 \cdot 1,7 = 69,7 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.5 HEB340 Mafsallı Kolon Ayağı Hesabı

Tablo 4.2: HEB340 Kolona gelen mesnet tepkileri (kN – cm)

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Case
Text	Text	Text	kN	kN	kN	
91	COMB177	Combination	92,7	-5,2	1249,5	EİY*(Ω_o)
89	COMB181	Combination	-0,1	-16,5	-347,4	EİY*(Ω_o)
91	COMB180	Combination	97,4	-5,3	1207,3	EİY*(Ω_o)

Taban Gerilmesi Tahkiki:

$$P = \frac{1249500}{49 \cdot 45} = 566,6 \text{ N/m}^2 < P_{em} = 700 \text{ N/m}^2 \text{ (BS25 betonu) ([3] - S.499)}$$

Malzeme : St52 $\sigma_f = 36 \text{ kN/cm}^2$

Yükleme : (EİY*) $\sigma_{em} = 28,9 \text{ kN/cm}^2$, $\tau_{em} = 18,0 \text{ kN/cm}^2$

Çelik yapılar kitabına göre ([3] S.497) taban levhası F alanının yeterice küçük olması halinde, kolon profilinin alt ucuna kalın bir taban levhası kaynaklanmak suretiyle, ayak basit bir şekilde teşkil edilebilir.

Taban levhasının alanı

$$F = B \cdot D \quad (4.27)$$

dir.Kolon merkezi basınç kuvveti P olduğuna göre taban gerilmesi

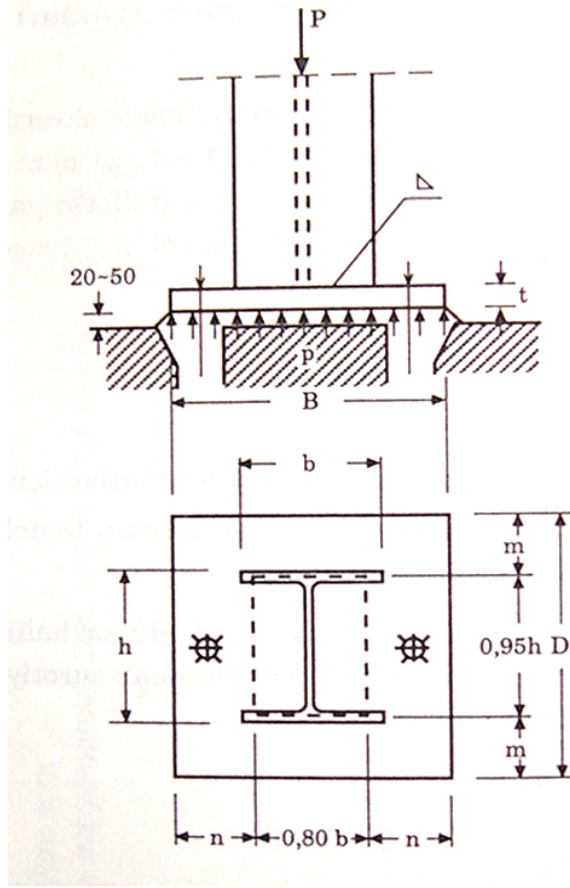
$$p = \frac{P}{F} \leq p_{em} \quad (4.28)$$

olmalıdır.Taban levhasının kalınlığının hesabında, levhanın iki doğrultuda konsol açıklıkları AISC'ye göre [13]

$$m = \frac{1}{2}(D - 0,95.h) \quad (4.29)$$

$$n = \frac{1}{2}(B - 0,80.b) \quad (4.30)$$

olarak alınabilir. Çekme emniyet gerilmesi σ_{em} ile gösterildiğine göre, taban levhasının kalınlığı şöyle olmalıdır:



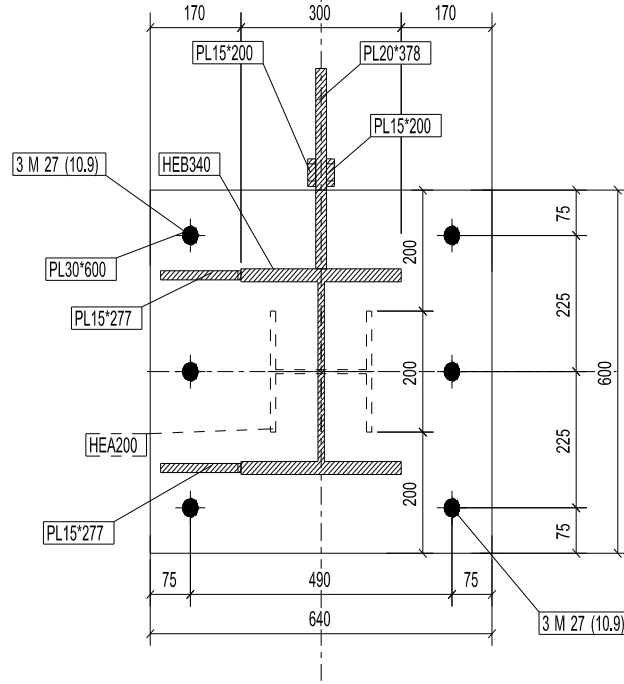
Şekil 4.14: Taban Levhası Ölçüleri

$$t \geq m \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot p}{\sigma_{em}}} \quad (4.31)$$

veya

$$t \geq n \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot p}{\sigma_{em}}} \quad (4.32)$$

Kolon profili uç kesitinin, profil eksenine dik olarak düzgün kesilmiş veya işlenmiş olması halinde, “TS648, 3.8.3’e [2] göre, kolon profilini taban levhasına bağlayan dikişler (P/4) kuvvetine göre hesaplanabilir. ([3]– Sayfa 498)



Şekil 4.15: HEB340 Kolonu Kolon Ayağı

$$m = 83,5 \text{ mm} , n = 105 \text{ mm} \rightarrow n > m$$

Hesaplar n baz alınarak yapılacaktır.

$$t \geq 10,5 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 567}{21600}} = 2,95 \rightarrow t = 3 \text{ cm seçilir (30 mm)}$$

$$\text{Kolon Profili : HEA340} \quad F = 170,90 \text{ cm}^2 \quad U = 181 \text{ cm}$$

Kolon profili ucu enkesiti düzgün işlenmiş olduğuna göre, kaynak dikişlerinin tahkiki:

$$\text{Gövde dikişleri: } a = 3 \text{ mm} \quad (34,0 - 2 \cdot 2,15 = 29,7 \text{ cm})$$

$$\frac{P_g}{4} = \frac{P}{4} \cdot \frac{F_g}{F} = \frac{1249,5}{4} \cdot \frac{1,2 \cdot 29,7}{4} = 65,1 \text{ kN} \quad (4.33)$$

$$F_k = 2 \cdot 0,3 \cdot 29,7 = 17,82 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{6,51}{17,82} = 3,7 \text{ kN/cm}^2 < 27,60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlık dikişlerinin tahkiki (a = 4 mm)

$$\frac{P_b}{4} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1249,5}{4} - 6,51 \right) = 123,6 \text{ kN}$$

$$\ell = \frac{1}{2} (181 - 2 \cdot 29,7) = 60,8 \text{ cm}$$

$$F_k = 0,4 \cdot 60,8 = 24,32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{123,6}{24,32} = 5,1 \text{ kN/cm}^2 < 27,60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

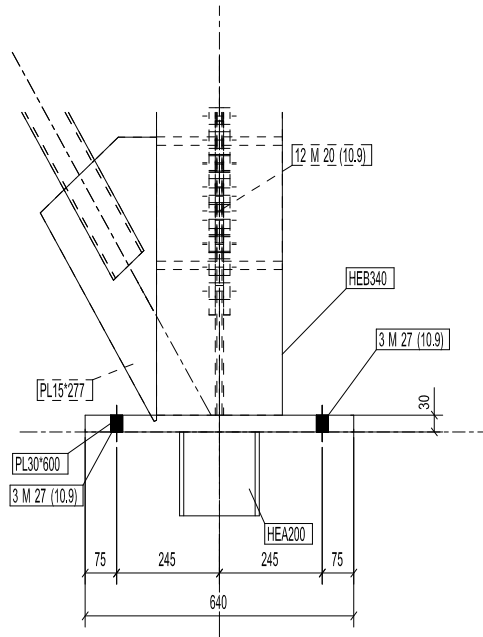
Kama Hesabı:

Betonun basınç gerilmesine göre tahkiki

$$\sigma = \frac{H}{F} \quad \sigma = \frac{97,4 \cdot 1000}{700} = 141 \text{ cm}^2 \text{ gerekli} \quad (4.34)$$

Seçilen Kesit: HEA200 (St52)

$$I_x = 3692 \text{ cm}^4, I_y = 1336 \text{ cm}^4, W_x = 388,6 \text{ cm}^3, W_y = 133,6 \text{ cm}^3$$



Şekil 4.16: HEB340 Kolonu Yandan Görünüşü

Kama profilinde tahkik:

$$M = H \cdot \left(5 + \frac{15}{2} \right) = 97,4 \cdot 12,5 = 1217,5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{1215}{388,6} = 3,2 \text{ kN/cm}^2 < 28,9 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kamayı Taban Levhasına Bağlayan Kaynak Dikişlerinde Kontrol

$$I_k = 2 \cdot \left[(0,5 \cdot 20) \cdot \left(\frac{19}{2} - \frac{1,0}{2} \right)^2 + \frac{0,3 \cdot 13,4^3}{12} \right] = 1740 \text{ cm}^4$$

$$F_k = [0,5 \cdot 20 + 0,3 \cdot 13,4] \cdot 2 = 28,04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{97,4}{28,04} = 3,5 \text{ kN/cm}^2 < 19,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\sigma_k = \frac{1217,5}{1740} \cdot \frac{19}{2} = 6,6 \text{ kN/cm}^2 < 27,60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

TS3357'ye göre hesaplanan gerilmeler 7,50 kN/cm²'den küçük olduğundan kıyaslama gerilmesi tahkikine ihtiyaç yoktur..

Ankraj Hesabı:

$$N = 1842 \text{ kN}$$

Seçilen Ankraj bulonu 6 M27 (5.6 – 1,0Pv öngerme)

$$\sigma_{zem} = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad ([1] - \text{Madde 4.9.2})$$

$$F_k = \frac{\pi \cdot 0,86 \cdot 2,7^2}{4} = 4,23 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{\text{maks } Z}{6 \cdot F_k} = \frac{347,4}{6 \cdot 4,23} = 13,7 \text{ kN/cm}^2 < 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

5. MALİYET ANALİZİ

Bu bölümde yapının maliyet analizi yapılmıştır. Hesaplanan malzeme miktarı yapılan metraj sonucundan alınmış ve üretim sırasındaki kayıplar gözönünde tutulmamıştır. Bu bölümde sadece kullanılan hammadde miktarı ve bu miktarların Bayındırlık Bakanlığının 2007 fiyatları gözönünde bulundurulmuş ve 2008 fiyatlarına ulaşmak için fiyatlar %20 oranında arttırılmıştır.

5.1 Yapının Çelik ve Betonarme Metraji

St 52 Çelik Malzeme:

Modelden gelen metraj..... 23128 kN

BS25 Betonarme Betonu

Temel Betonu.....4816 m³

BS16 Betonarme Betonu

Grobeton.....576 m³

BÇIII Betonarme Çeliği.....2700 kN

5.2 Birim Fiyatlar ve Tarifleri

Fiyatlar dolar üzerinden değerlendirilmiştir. Bu değerlendiröede Merkez Bankası 22 Ekim 2008 tarihli dolar kuru dikkate alınmıştır. (1 \$ = 1.635 YTL)

Birim Fiyatlar ve Tarifleri:

1 m³ beton (BS25 – poz no: 04.044/A)

Satın alınan ve şantiyeye nakledilip basılan beton,

83 . 1,2 = 99,6 YTL / 1,635 = 60,91 \$

1 m³ beton (BS16 – poz no: 04.042/1A)

Satın alınan ve şantiyeye nakledilip basılan beton,

$$74,5 \cdot 1,2 = 89,4 \text{ YTL} / 1,635 = 54,68 \$$$

10 kN betonarme demiri (Poz No : 23.015)

0-28 mm nervürlü beton çelik çubukların kesilmesi, bükülmesi ve yerine konması

$$1373,75 \cdot 1,2 = 1648,5 \text{ YTL} / 1,635 / 10 = 100,825 \$$$

10 kN çelik konstruksiyon (23.101)

Her çeşit profil çelik çubuk ve saclara karkas nşaat yapılması, yerine tespiti.

$$2883,75 \cdot 1,2 = 3460,5 \text{ YTL} / 1,635 / 10 = 211,65 \$$$

5.3 Yapının Toplam Maliyeti

Bu bölümde verilen maliyet sadece kullanılan malzeme miktarının maliyetidir.

Yapının gerçek maliyeti bu değerden daha fazla olacaktır.

$$\text{Toplam üst yapı çeliğinin maliyeti} \dots\dots\dots 23128 \cdot 211,65 = 4.895.041,2 \$$$

$$\text{Toplam betonarme çeliğinin maliyeti} \dots\dots\dots 2700 \cdot 100,825 = 272.227,5 \$$$

$$\text{Toplam BS25 betonarme betonun maliyeti} \dots\dots\dots 4816 \cdot 60,91 = 293.342,5 \$$$

$$\text{Toplam BS16 betonarme betonunun maliyeti} \dots\dots\dots 576 \cdot 54,68 = 31.495,7 \$$$

$$\text{Toplam Malzeme Maliyeti} \dots\dots\dots = 5.492.106,9 \$$$

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, bir doğrultuda simetrik, diğer doğrultuda simetrik olmayan çelik endüstri yapısının TS648, TS500 ve Yeni Deprem Yönetmeliği ve ihtiyaç duyulduğunda diğer standartlara göre detaylı boyutlandırılması amaçlanmıştır. Üstü kırık kirişli fener ve çepeçevre pencere bantlarıyla doğal gün ışığıyla aydınlatılması planlanan bu fabrika yapısının mimari planları örnek alınarak sistem tasarımına gidilmiştir.

Endüstri yapısı, +11.000 kotunda 2 adet 500 kN ve 15.550 kotunda 1 adet 1250 kN'luk kren kirişi barındıran iki gözlü bir hal yapısıdır.

Yapının yatay deprem analizinde x ve y doğrultuları için modal analizde çıkan en yüksek kütle katılım oranları, yapının o yöndeki karakteristik periyodu olarak kullanılmıştır.

Yapının modal analiz sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri , Yeni Deprem Yönetmeliği'ne göre hesaplanan taban kesme kuvvetine göre uygun katsayılarla çarpılarak aynı düzeye getirilmiştir.

Yapıda enine doğrultuda deprem yüklerinin tamamı, tam mafsallı, dipten ankastre kolonlar tarafından taşınmakta olup, taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R= 4$ alınmıştır. Boyuna doğrultuda ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı perde tercih edilmiş, taşıyıcı sistem davranış katsayısı olarak $R= 7$ alınmıştır. Alınan R değerleri için Yeni Deprem Yönetmeliğindeki Tablo 2.5 kullanılmıştır.

Yapı sisteminin ve kesitlerin tasarımında diğer profillere ve sistemlere göre imalat kolaylığı ve piyasada bulunurluk ve kalite açısından Arcelor-Mittal profilleri kullanılmasına özen gösterilmiştir. Malzeme tüm yapıda St52 olarak hesaplanmıştır.

Yapının düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesi, boyutlandırılması ve detaylandırılması sonucu aşağıdaki hususların belirlenmesinde fayda görülmüştür.

- a) Yapıdaki ağır vinç yüklerinin ve yapının kolon yüksekliğinin fazla olması kolonlara gelen normal kuvveti olumsuz yönde arttırmıştır. Bu sebeple kolon taban levhasının alanı temel beton emniyet gerilmesinin altında kalacak şekilde büyütülmüştür.
- b) Makas sistem ve dipten mafsallı olarak tasarlanan kolonların moment almayacak şekilde tasarımı yapılmış, makas sistemden dolayı meydana çekme kuvvetleri ankrajlara öngerme verilerek alınmıştır.
- c) Bu binada farklı kotlarda çatı sistemi bulunduğundan dolayı kar birikmesi olasılığı da gözönüne alınmıştır.. Kar birikim genişliği hesabı için iki tür yönetmelik incelenmiştir. Bu yönetmelikler UBC97 ve TS7046'dır. Bu iki yönetmelik karşılaştırıldığında UBC97'nin daha gerçekçi sonuç verdiği, TS498'in ekonomik olmayan kar birikim yükseklikleri verdiği hesaplarla doğrulanmıştır.
- d) Sistemin yük analizinde İmo-02/2008 [8] kitabındaki yükleme kombinasyonları kullanılmıştır. Bu kombinasyonları kullanmamızın nedeni çelik malzemenin taşıma kapasitesinin sınır değere yakın kullanıldırılmasından dolayı daha ekonomik sonuçlar vermesindendir.
- e) Bu çalışmada Yeni Deprem Yönetmeliği'ndeki tasarım kuralları kullanılarak boyutlandırma yapılmıştır. Bu yönetmelikte görülmüştür ki, sistemin tasarımında kesit için öngörülen kompaktlık önşartı ([1] - Tablo 4.3) zaman zaman kesitin tasarım yükünden çok daha fazla yükü taşıyabilecek şekilde boyutlandırılmasını her çerçeve kesiti için şart koşturmaktadır. Bu da süneklik düzeyi yüksek sistemler için fazladan bir tonaj ortaya çıkarmaktadır.
- f) Yeni Deprem Yönetmeliği'nin süneklik düzeyi yüksek dışmerkezli çaprazlar için bağ kirişinin alt ve üst başlığının tutulması şartı ([1] – 4.8.3) düğüm noktalarının uzaklığına bağlı olarak mimari açıdan uygun olmayacak sonuçlar doğurabilir.
- g) Yapının yatay yüklere göre hesabında hangi yöntemin (Eşdeğer deprem yükü yöntemi ya da Modların birleştirilmesi yöntemi) kullanılacağı dikkatle belirlenmelidir.
- h) Yapıdaki çatı makasları ve kolonların ek yerleri nakliye şartları düşünülerek belirlenmiştir.

- i) Şantiyede kaynak yapmanın zorluğu düşünülerek mümkün olduğunca bulonlu yada modül birleşimler tasarımına gidilmiştir.
- j) Yapının metrajı sonucunda toplam 23128 kN St52 Kalitesinde üst yapı çeliği, 5392 m³ betonarme betonu, 2700 kN S420 kalitesinde inşaat demiri hesaplanmıştır.
- k) Yapıda 96,7 N/m³ üst yapı çeliği, 1 m³ betonda 561 N S420 kalitesinde inşaat demiri kullanılmıştır.
- l) Yapının projede kullanılan (kayıpsız) tüm malzemesi 5.492.106.9 \$ olarak hesaplanmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 2007. İmar İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı
- [2] **TS648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- [3] **Deren H., Uzgider E., Piroğlu F.**, 2005, Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul
- [4] **Odabaşı Y.**, 1997, Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul
- [5] **Uzgider E., Piroğlu F., Çağlayan Ö., Tezer Ö.**, 2005, Kafes Kiriş Çerçevesi Endüstri ve Hal Yapıları, İstanbul
- [6] **ARCELOR - MITTAL Ürün Kataloğu**
- [7] **UBC Uniform Building Code “Structural Engineering Design Provisions”**, Volume 2, 1997
- [8] **İMO-02/2008 “Konu, Kapsam, Proje ve Hesap Esasları”**, Bölüm 1-2-3, 2008
- [9] **SULZER “Umweltbericht”**, 1999-2000
- [10] **TS7046**, 1989. Yapıların tasarımı için esaslar – Çatılardaki Kar Yüklerinin Tespiti, Ankara
- [11] **TS498**, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Ankara
- [12] **Industriekultur in Winterthur**, Zürcher Kantonalbank
- [13] **Uluğ T. N. , 1973** ,Çelik Yapılar, İstanbul
- [14] **AISC “Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings”**, September 1, 1986

EK A. TABLOLAR

Tablo A1: Düzensiz Binalar

A – PLANDA DÜZENSİZLİK DURUMLARI	İlgili Maddeler
A1 – Burulma Düzensizliği : Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden <i>Burulma Düzensizliği Katsayısı</i> η_{bi} 'nin 1.2' den büyük olması durumu (Şekil 2.1). $[\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} > 1.2]$ <i>Görelî kat ötelemelerinin hesabı, $\pm$ %5 ek dışmerkezlik etkileri de gözönüne alınarak, 2.7'ye göre yapılacaktır.</i>	2.3.2.1
A2 – Döşeme Süreksizlikleri : Herhangi bir kattaki döşemede (Şekil 2.2); I – Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumu, II – Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu, III – Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu	2.3.2.2
A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması : Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumu (Şekil 2.3).	2.3.2.2
B – DÜŞEY DOĞRULTUDA DÜZENSİZLİK DURUMLARI	İlgili Maddeler
B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat) : Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki <i>etkili kesme alanı</i> 'nın, bir üst kattaki <i>etkili kesme alanı</i> 'na oranı olarak tanımlanan <i>Dayanım Düzensizliği Katsayısı</i> η_{ci} 'nin 0.80' den küçük olması durumu. $[\eta_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} < 0.80]$ <i>Herhangi bir katta etkili kesme alanının tanımı:</i> $\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0.15 \sum A_k$ (Singeler için Bkz. 3.0)	2.3.2.3
B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat) : Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan <i>Rijitlik Düzensizliği Katsayısı</i> η_{ki} 'nin 2.0' den fazla olması durumu. $[\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{\text{ort}} > 2.0]$ veya $\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{\text{ort}} > 2.0]$ <i>Görelî kat ötelemelerinin hesabı, $\pm$ %5 ek dışmerkezlik etkileri de gözönüne alınarak 2.7'ye göre yapılacaktır.</i>	2.3.2.1
B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği : Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumu (Şekil 2.4).	2.3.2.4

Tablo A2: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
<u>(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR</u>		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar.....	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.....	4	6
(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar..	4	7
<u>(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR</u>		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	7
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.....	—	3
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike veya yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı, çerçeve bağlantıları mafsallı olan prefabrike binalar..	—	5
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar.....	3	6
<u>(3) ÇELİK BİNALAR</u>		
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.....	—	4
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	4	5
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	7
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu.....	4	6
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	5	6
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	8
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu.....	4	7

Tablo A3: St52 Çeliği İçim Burkulma Katsayıları

ST 52 Çeliği İçin « ω » Burkulma Katsayıları										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,02	1,03	1,03	1,04
20	1,05	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13
30	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,22	1,23	1,24
40	1,25	1,26	1,27	1,28	1,30	1,31	1,32	1,33	1,35	1,36
50	1,37	1,39	1,40	1,41	1,43	1,44	1,46	1,47	1,49	1,50
60	1,52	1,54	1,55	1,57	1,59	1,60	1,62	1,64	1,66	1,68
70	1,70	1,72	1,74	1,76	1,78	1,80	1,83	1,85	1,87	1,90
80	1,92	1,95	1,97	2,00	2,03	2,06	2,08	2,11	2,15	2,18
90	2,21	2,24	2,28	2,32	2,35	2,39	2,43	2,47	2,52	2,56
100	2,61	2,65	2,70	2,75	2,81	2,86	2,92	2,98	3,04	3,10
110	3,15	3,21	3,27	3,33	3,39	3,45	3,51	3,57	3,63	3,69
120	3,75	3,81	3,88	3,94	4,01	4,07	4,14	4,20	4,27	4,34
130	4,40	4,47	4,54	4,61	4,68	4,75	4,82	4,89	4,96	5,03
140	5,11	5,18	5,25	5,33	5,40	5,48	5,55	5,63	5,71	5,78
150	5,86	5,94	6,02	6,10	6,18	6,26	6,34	6,42	6,50	6,59
160	6,67	6,75	6,84	6,92	7,01	7,09	7,18	7,27	7,35	7,44
170	7,53	7,62	7,71	7,80	7,89	7,98	8,07	8,16	8,25	8,35
180	8,44	8,54	8,63	8,73	8,82	8,92	9,01	9,11	9,21	9,31
190	9,41	9,50	9,60	9,70	9,81	9,91	10,01	10,11	10,21	10,32
200	10,42	10,53	10,63	10,74	10,84	10,95	11,06	11,16	11,27	11,38
210	11,49	11,60	11,71	11,82	11,93	12,04	12,16	12,27	12,38	12,50
220	12,61	12,73	12,84	12,96	13,07	13,19	13,31	13,43	13,54	13,66
230	13,78	13,90	14,02	14,14	14,27	14,39	14,51	14,63	14,76	14,88
240	15,01	15,13	15,26	15,38	15,51	15,64	15,77	15,90	16,02	16,15
250	16,28									

Tablo A4: Radye Temele Etkiyen Yükle

Joint	LoadCase	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	COMB65	GLOBAL	4,248	-113,004	59,691	0	0	0
3	COMB64	GLOBAL	-0,589	-11,322	-305,756	0	0	0
3	COMB61	GLOBAL	-0,673	-11,012	-263,686	0	0	0
5	COMB65	GLOBAL	71,031	-108,717	-725,924	0	0	0
5	COMB61	GLOBAL	-8,86	-9,764	-250,266	0	0	0
5	COMB64	GLOBAL	-13,436	-9,749	-209,599	0	0	0
16	COMB65	GLOBAL	-5,675	-119,342	649,035	0	0	0
16	COMB64	GLOBAL	-1,929	-12,35	-1246,29	0	0	0
16	COMB61	GLOBAL	-3,342	-14,101	-1112,02	0	0	0
18	COMB65	GLOBAL	165,906	-117,472	-2069,55	0	0	0
18	COMB61	GLOBAL	-50,007	-11,05	-1402,42	0	0	0
18	COMB64	GLOBAL	-65,591	-10,038	-803,235	0	0	0
30	COMB65	GLOBAL	0,354	-115,34	-1528,49	0	0	0
30	COMB61	GLOBAL	0,017	-13,618	-710,589	0	0	0
30	COMB64	GLOBAL	1,305	-14,709	-643,278	0	0	0
32	COMB65	GLOBAL	148,222	-115,969	711,134	0	0	0
32	COMB64	GLOBAL	-56,141	-12,695	-1322,38	0	0	0
32	COMB61	GLOBAL	-50,923	-11,385	-794,567	0	0	0
89	COMB65	GLOBAL	2,751	-95,348	536,751	0	0	0
89	COMB64	GLOBAL	-1,28	5,633	-443,922	0	0	0
89	COMB61	GLOBAL	-1,367	5,913	-405,494	0	0	0
91	COMB65	GLOBAL	109,787	-90,178	-1101,34	0	0	0
91	COMB61	GLOBAL	-21,04	7,218	-482,223	0	0	0
91	COMB64	GLOBAL	-25,698	7,203	-440,834	0	0	0
132	COMB65	GLOBAL	-7,859	-95,921	246,683	0	0	0
132	COMB61	GLOBAL	-6,62	3,238	-2165,82	0	0	0
132	COMB64	GLOBAL	-3,693	4,945	-1893,9	0	0	0
134	COMB65	GLOBAL	83,554	-92,878	-2495,57	0	0	0
134	COMB61	GLOBAL	-111,888	6,462	-2383,57	0	0	0
134	COMB64	GLOBAL	-72,272	7,039	-1321,17	0	0	0
145	COMB65	GLOBAL	0,869	-91,19	-1409,15	0	0	0
145	COMB64	GLOBAL	4,171	2,282	-1057,88	0	0	0
145	COMB61	GLOBAL	0,925	3,367	-964,168	0	0	0
147	COMB65	GLOBAL	191,015	-92,646	762,925	0	0	0
147	COMB64	GLOBAL	-50,897	4,878	-2558,76	0	0	0

Tablo A4'ün Devamı

Joint	LoadCase	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
147	COMB61	GLOBAL	-64,205	5,713	-1312,73	0	0	0
335	COMB65	GLOBAL	5,109	110,89	-125,325	0	0	0
335	COMB61	GLOBAL	-0,427	7,48	-251,288	0	0	0
335	COMB64	GLOBAL	-0,427	7,205	-250,497	0	0	0
337	COMB65	GLOBAL	38,949	108,47	-377,397	0	0	0
337	COMB64	GLOBAL	-5,559	8,255	-151,884	0	0	0
337	COMB61	GLOBAL	-5,562	8,256	-151,855	0	0	0
346	COMB65	GLOBAL	-2,956	117,788	59,5	0	0	0
346	COMB61	GLOBAL	-1,27	8,148	-738,633	0	0	0
346	COMB64	GLOBAL	-1,266	8,698	-737,922	0	0	0
348	COMB65	GLOBAL	58,682	117,047	-802,205	0	0	0
348	COMB61	GLOBAL	-30,648	10,148	-581,483	0	0	0
348	COMB64	GLOBAL	-30,662	9,369	-578,954	0	0	0
359	COMB65	GLOBAL	1,046	118,948	-901,816	0	0	0
359	COMB61	GLOBAL	-0,012	5,094	-496,667	0	0	0
359	COMB64	GLOBAL	-0,00831	4,49	-496,014	0	0	0
361	COMB65	GLOBAL	59,282	116,007	237,218	0	0	0
361	COMB64	GLOBAL	-39,084	9,175	-552,707	0	0	0
361	COMB61	GLOBAL	-39,148	8,138	-550,072	0	0	0
454	COMB65	GLOBAL	4,774	-0,677	300,417	0	0	0
454	COMB64	GLOBAL	-0,543	-0,035	-315,217	0	0	0
454	COMB61	GLOBAL	-0,59	-0,037	-291,213	0	0	0
456	COMB65	GLOBAL	86,162	-0,933	-475,227	0	0	0
456	COMB61	GLOBAL	-4,021	-0,066	-192,506	0	0	0
456	COMB64	GLOBAL	-6,589	-0,066	-169,591	0	0	0
465	COMB65	GLOBAL	-3,474	-4,092	622,741	0	0	0
465	COMB64	GLOBAL	-1,477	-0,347	-1094,17	0	0	0
465	COMB61	GLOBAL	-1,821	-0,531	-905,931	0	0	0
467	COMB65	GLOBAL	93,817	-4,428	-1006,34	0	0	0
467	COMB61	GLOBAL	-33,493	-0,631	-819,852	0	0	0
467	COMB64	GLOBAL	-52,668	-0,313	-630,721	0	0	0
478	COMB65	GLOBAL	0,327	-3,874	-1019,3	0	0	0
478	COMB61	GLOBAL	-0,079	-0,175	-630,415	0	0	0
478	COMB64	GLOBAL	0,161	-0,247	-501,564	0	0	0
480	COMB65	GLOBAL	109,696	-4,121	723,818	0	0	0
480	COMB64	GLOBAL	-57,565	-0,801	-782,777	0	0	0
480	COMB61	GLOBAL	-46,948	-0,361	-653,931	0	0	0

Tablo A4'ün Devamı

Joint	LoadCase	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
573	COMB65	GLOBAL	4,793	-9,714	213,382	0	0	0
573	COMB64	GLOBAL	-0,631	-10,537	-359,26	0	0	0
573	COMB61	GLOBAL	-0,631	-10,253	-357,874	0	0	0
575	COMB65	GLOBAL	82,808	-8,845	-467,401	0	0	0
575	COMB64	GLOBAL	-6,07	-9,131	-210,184	0	0	0
575	COMB61	GLOBAL	-6,077	-9,13	-210,133	0	0	0
584	COMB65	GLOBAL	-3,079	-10,827	299,77	0	0	0
584	COMB64	GLOBAL	-1,728	-10,144	-1026,69	0	0	0
584	COMB61	GLOBAL	-1,718	-11,148	-1025,37	0	0	0
586	COMB65	GLOBAL	64,935	-10,255	-779,871	0	0	0
586	COMB64	GLOBAL	-39,598	-8,609	-759,257	0	0	0
586	COMB61	GLOBAL	-39,677	-8,43	-755,29	0	0	0
597	COMB65	GLOBAL	0,638	-8,648	-942,781	0	0	0
597	COMB61	GLOBAL	0,082	-12,714	-645,664	0	0	0
597	COMB64	GLOBAL	0,074	-13,506	-645,085	0	0	0
599	COMB65	GLOBAL	98,714	-10,133	558,656	0	0	0
599	COMB61	GLOBAL	-52,299	-9,908	-736,644	0	0	0
599	COMB64	GLOBAL	-52,367	-9,658	-732,774	0	0	0
692	COMB65	GLOBAL	4,792	7,588	218,832	0	0	0
692	COMB61	GLOBAL	-0,632	6,734	-359,074	0	0	0
692	COMB64	GLOBAL	-0,632	6,45	-358,358	0	0	0
694	COMB65	GLOBAL	82,624	8,971	-468,588	0	0	0
694	COMB61	GLOBAL	-6,246	7,745	-210,692	0	0	0
694	COMB64	GLOBAL	-6,263	7,744	-210,545	0	0	0
703	COMB65	GLOBAL	-3,099	9,788	290,365	0	0	0
703	COMB64	GLOBAL	-1,743	7,002	-1039,21	0	0	0
703	COMB61	GLOBAL	-1,754	6,025	-1038,64	0	0	0
705	COMB65	GLOBAL	64,484	10,901	-787,14	0	0	0
705	COMB61	GLOBAL	-39,704	8,607	-769,674	0	0	0
705	COMB64	GLOBAL	-39,904	8,369	-764,425	0	0	0
716	COMB65	GLOBAL	0,653	12,451	-955,812	0	0	0
716	COMB61	GLOBAL	0,088	4,25	-652,199	0	0	0
716	COMB64	GLOBAL	0,099	3,47	-650,984	0	0	0
718	COMB65	GLOBAL	98,63	10,43	553,052	0	0	0
718	COMB64	GLOBAL	-52,149	7,414	-744,488	0	0	0
718	COMB61	GLOBAL	-52,139	7,08	-739,656	0	0	0
811	COMB65	GLOBAL	4,849	0,673	258,09	0	0	0

Tablo A4'ün Devamı

Joint	LoadCase	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
811	COMB64	GLOBAL	-0,546	-0,00266	-289,148	0	0	0
811	COMB61	GLOBAL	-0,546	-0,00334	-289,059	0	0	0
813	COMB65	GLOBAL	81,943	0,825	-437,56	0	0	0
813	COMB61	GLOBAL	-3,834	-0,0035	-170,61	0	0	0
813	COMB64	GLOBAL	-3,848	-0,00349	-170,489	0	0	0
822	COMB65	GLOBAL	-2,889	3,62	293,198	0	0	0
822	COMB64	GLOBAL	-1,459	-0,08	-870,023	0	0	0
822	COMB61	GLOBAL	-1,46	-0,156	-869,04	0	0	0
824	COMB65	GLOBAL	58,169	3,779	-680,238	0	0	0
824	COMB61	GLOBAL	-31,27	-0,138	-620,237	0	0	0
824	COMB64	GLOBAL	-31,378	-0,027	-619,225	0	0	0
835	COMB65	GLOBAL	0,662	3,81	-839,818	0	0	0
835	COMB61	GLOBAL	0,151	-0,037	-507,345	0	0	0
835	COMB64	GLOBAL	0,152	-0,069	-506,797	0	0	0
837	COMB65	GLOBAL	94,883	3,847	544,077	0	0	0
837	COMB64	GLOBAL	-42,864	-0,205	-602,882	0	0	0
837	COMB61	GLOBAL	-42,814	-0,063	-602,275	0	0	0
930	COMB65	GLOBAL	4,915	93,123	384,537	0	0	0
930	COMB64	GLOBAL	-0,578	-9,727	-323,698	0	0	0
930	COMB61	GLOBAL	-0,577	-9,454	-323,067	0	0	0
932	COMB65	GLOBAL	80,892	90,38	-333,461	0	0	0
932	COMB64	GLOBAL	-6,173	-8,602	-191,453	0	0	0
932	COMB61	GLOBAL	-6,183	-8,601	-191,362	0	0	0
941	COMB65	GLOBAL	-2,663	94,326	362,361	0	0	0
941	COMB61	GLOBAL	-1,47	-8,897	-879,49	0	0	0
941	COMB64	GLOBAL	-1,477	-8,342	-879,166	0	0	0
943	COMB65	GLOBAL	46,83	93,21	-487,799	0	0	0
943	COMB64	GLOBAL	-32,793	-7,536	-637,02	0	0	0
943	COMB61	GLOBAL	-32,918	-6,772	-633,457	0	0	0
954	COMB65	GLOBAL	0,627	95,062	-681,216	0	0	0
954	COMB64	GLOBAL	0,15	-12,452	-561,55	0	0	0
954	COMB61	GLOBAL	0,155	-11,845	-560,265	0	0	0
956	COMB65	GLOBAL	94,02	92,618	631,102	0	0	0
956	COMB61	GLOBAL	-44,016	-8,788	-630,158	0	0	0
956	COMB64	GLOBAL	-44,032	-7,77	-626,932	0	0	0

Tablo A5: Dengeli Kesit İçin K Değerleri

Kesit Şekildeğiştirme İç kuvvetler Dış kuvvetler

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot y_s$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_{sd}}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{\sigma_s}$$

Birimler
 M_d, M_{sd} : kNm
 N_d : kN
 b_w, d, h, y_s : mm
 A_s : mm²
 σ_s : kN/mm²
 K : m²/kN
 k_s : mm²/kN

$K \times 10^{-5} = k_d^2$										k_s			k_e	j	ϵ_c (%)	ϵ_s (%)	
BS14	BS16	BS18	BS20	BS25	BS30	BS35	BS40	BS45		BÇ I	BÇ III	BÇ IV					
1	25524	22043	20206	18652	14263	12123	10542	8980	8082	5.25	2.75	2.31	0.010	0.997	0.1	10	1
2	6576.9	5680.1	5206.7	4806.2	3675.3	3124.0	2716.6	2314	2082	5.27	2.76	2.31	0.020	0.993	0.2	10	2
3	3013.4	2602.5	2385.6	2202.1	1683.9	1431.3	1244.7	1080	954.2	5.29	2.77	2.32	0.029	0.990	0.3	10	3
4	1747.7	1509.4	1383.6	1277.2	976.7	830.2	721.9	614.9	553.4	5.30	2.78	2.33	0.038	0.987	0.4	10	4
5	1153.5	996.2	913.2	843.0	644.6	547.9	476.5	405.9	365.3	5.32	2.78	2.34	0.048	0.984	0.5	10	5
6	826.3	713.6	654.2	603.9	461.8	392.5	341.3	290.7	261.7	5.34	2.79	2.34	0.057	0.981	0.6	10	6
7	626.4	541.0	495.9	457.7	350.0	297.5	258.7	220.4	198.4	5.36	2.80	2.35	0.065	0.977	0.7	10	7
8	494.9	427.5	391.8	361.7	276.6	235.1	204.4	174.1	156.7	5.37	2.81	2.36	0.074	0.974	0.8	10	8
9	403.7	348.7	319.6	295.0	225.6	191.8	166.8	142.0	127.8	5.39	2.82	2.37	0.083	0.971	0.9	10	9
10	337.7	291.6	267.3	246.8	188.7	160.4	139.5	118.8	106.9	5.41	2.83	2.37	0.091	0.968	1	10	10
11	288.3	249.0	228.2	210.7	161.1	136.9	119.1	101.4	91.3	5.42	2.84	2.38	0.099	0.965	1.1	10	11
12	250.3	216.2	198.2	182.9	139.9	118.9	103.4	88.1	79.3	5.44	2.85	2.39	0.107	0.962	1.2	10	12
13	220.5	190.4	174.5	161.1	123.2	104.7	91.1	77.6	69.8	5.46	2.86	2.40	0.115	0.959	1.3	10	13
14	196.6	169.8	155.6	143.6	109.8	93.4	81.2	69.2	62.2	5.48	2.87	2.40	0.123	0.956	1.4	10	14
15	177.1	153.0	140.2	129.4	99.0	84.1	73.2	62.3	56.1	5.49	2.88	2.41	0.130	0.953	1.5	10	15
16	161.1	139.1	127.6	117.7	90.0	76.5	66.5	56.7	51.0	5.51	2.88	2.42	0.138	0.950	1.6	10	16
17	147.8	127.6	117.0	108.0	82.6	70.2	61.0	52.0	46.8	5.53	2.89	2.43	0.145	0.947	1.7	10	17
18	136.5	117.9	108.1	99.8	76.3	64.9	56.4	48.0	43.2	5.55	2.90	2.44	0.153	0.944	1.8	10	18
19	127.0	109.7	100.6	92.8	71.0	60.3	52.5	44.7	40.2	5.57	2.91	2.44	0.160	0.941	1.9	10	19
20	118.9	102.7	94.1	86.9	66.4	56.5	49.1	41.8	37.6	5.58	2.92	2.45	0.167	0.938	2	10	20
21	111.9	96.6	88.6	81.8	62.5	53.1	46.2	39.4	35.4	5.60	2.93	2.46	0.174	0.934	2.1	10	21
22	105.8	91.4	83.8	77.3	59.1	50.3	43.7	37.2	33.5	5.62	2.94	2.47	0.180	0.931	2.2	10	22
23	100.5	86.8	79.6	73.4	56.2	47.7	41.5	35.4	31.8	5.64	2.95	2.48	0.187	0.928	2.3	10	23
24	95.8	82.7	75.8	70.0	53.5	45.5	39.6	33.7	30.3	5.66	2.96	2.49	0.194	0.925	2.4	10	24
25	91.6	79.1	72.5	66.9	51.2	43.5	37.8	32.2	29.0	5.68	2.97	2.49	0.200	0.922	2.5	10	25
26	87.8	75.9	69.5	64.2	49.1	41.7	36.3	30.9	27.8	5.70	2.98	2.50	0.206	0.919	2.6	10	26

27	84.5	73.0	66.9	61.7	47.2	40.1	34.9	29.7	26.8	5.72	2.99	2.51	0.213	0.916	2.7	10	27
28	81.4	70.3	64.5	59.5	45.5	38.7	33.6	28.6	25.8	5.74	3.00	2.52	0.219	0.913	2.8	10	28
29	78.6	67.9	62.3	57.5	43.9	37.4	32.5	27.7	24.9	5.76	3.01	2.53	0.225	0.910	2.9	10	29
30	76.1	65.7	60.2	55.6	42.5	36.1	31.4	26.8	24.1	5.78	3.02	2.54	0.231	0.907	3	10	30
31	73.5	63.5	58.2	53.7	41.1	34.9	30.4	25.9	23.3	5.80	3.03	2.55	0.240	0.903	3	9.5	31
32	70.9	61.2	56.1	51.8	39.6	33.7	29.3	24.9	22.4	5.83	3.05	2.56	0.250	0.899	3	9	32
33	68.2	58.9	54.0	49.9	38.1	32.4	28.2	24.0	21.6	5.85	3.06	2.57	0.261	0.894	3	8.5	33
34	65.6	56.7	52.0	48.0	36.7	31.2	27.1	23.1	20.8	5.89	3.08	2.58	0.273	0.890	3	8	34
35	63.0	54.4	49.9	46.0	35.2	29.9	26.0	22.2	20.0	5.92	3.10	2.60	0.286	0.884	3	7.5	35
36	60.4	52.2	47.8	44.1	33.8	28.7	25.0	21.3	19.1	5.96	3.12	2.62	0.300	0.879	3	7	36
37	57.8	49.9	45.8	42.2	32.3	27.5	23.9	20.3	18.3	6.00	3.14	2.64	0.316	0.872	3	6.5	37
38	55.2	47.7	43.7	40.4	30.9	26.2	22.8	19.4	17.5	6.05	3.17	2.66	0.333	0.865	3	6	38
39	52.6	45.5	41.7	38.5	29.4	25.0	21.7	18.5	16.7	6.11	3.20	2.68	0.353	0.857	3	5.5	39
40	50.1	43.2	39.6	36.6	28.0	23.8	20.7	17.6	15.9	6.17	3.23	2.71	0.375	0.848	3	5	40
41	47.5	41.0	37.6	34.7	26.5	22.6	19.6	16.7	15.0	6.25	3.27	2.74	0.400	0.838	3	4.5	41
42	44.9	38.8	35.6	32.8	25.1	21.4	18.6	15.8	14.2	6.33	3.31	2.78	0.429	0.827	3	4	42
43	42.4	36.6	33.6	31.0	23.7	20.2	17.5	14.9	13.4	6.44	3.37	2.83	0.462	0.813	3	3.5	43
44	40.4	34.9	32.0	29.5	22.6	19.2	16.7	14.2	12.8	6.54	3.42	2.87	0.493	0.801	3	3.088	44
45	39.9	34.5	31.6	29.2	22.3	19.0	16.5	14.0	12.6	6.56	3.43	2.88	0.500	0.798	3	3	45
46	38.3	33.1	30.3	28.0	21.4	18.2	15.8	13.5	12.1	6.66	3.49	2.92	0.529	0.786	3	2.674	46
47	37.5	32.4	29.7	27.4	20.9	17.8	15.5	13.2	11.9	6.72	3.52	2.95	0.545	0.779	3	2.5	47
48	35.0	30.3	27.7	25.6	19.6	16.6	14.5	12.3	11.1	6.91	3.62	3.04	0.600	0.757	3	2	48
49	33.4	28.9	26.5	24.4	18.7	15.9	13.8	11.8	10.6	7.08	3.71	3.11	0.644	0.739	3	1.655	49
50	30.3	26.2	24.0	22.1	16.9	14.4	12.5	10.7	9.6	7.55	3.95	3.32	0.758	0.693	3	0.966	50
51	34.2	29.6	27.1	25.0	19.1	16.3	14.1	12.0	10.8	7.00	3.66	3.07	0.622	0.748	3	1.826	51
52	35.9	31.0	28.4	26.2	20.1	17.0	14.8	12.6	11.4	6.84	3.58	3.00	0.580	0.765	3	2.174	52

Tablo A6: Modal Kütle Katılım Oranları

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,926	0,176	0	0,176	0
MODAL	Mode	2	0,881	0,251	0	0,427	0
MODAL	Mode	3	0,839	0,161	0	0,588	0
MODAL	Mode	4	0,742	0	0	0,588	0
MODAL	Mode	5	0,607	0,002	0	0,59	0
MODAL	Mode	6	0,604	0,007	0	0,597	0
MODAL	Mode	7	0,603	0,008	0	0,605	0
MODAL	Mode	8	0,603	0,006	0	0,61	0
MODAL	Mode	9	0,601	0	0	0,611	0
MODAL	Mode	10	0,601	0	0	0,611	0
MODAL	Mode	11	0,6	0,012	0	0,622	0
MODAL	Mode	12	0,599	0,009	0	0,632	0
MODAL	Mode	13	0,599	0,008	0	0,639	0
MODAL	Mode	14	0,596	0,002	0	0,641	0
MODAL	Mode	15	0,596	0	0	0,641	0
MODAL	Mode	16	0,596	0	0	0,641	0
MODAL	Mode	17	0,596	0	0	0,641	0
MODAL	Mode	18	0,596	0	0	0,641	0
MODAL	Mode	19	0,596	0	0	0,641	0
MODAL	Mode	20	0,596	0,003	0	0,644	0
MODAL	Mode	21	0,596	0	0	0,644	0
MODAL	Mode	22	0,596	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	23	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	24	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	25	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	26	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	27	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	28	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	29	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	30	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	31	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	32	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	33	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	34	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	35	0,595	0	0	0,645	0

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	36	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	37	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	38	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	39	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	40	0,595	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	41	0,589	0	0	0,645	0
MODAL	Mode	42	0,588	0	0	0,646	0
MODAL	Mode	43	0,587	0	0	0,646	0
MODAL	Mode	44	0,586	0,002	0	0,648	0
MODAL	Mode	45	0,584	0,001	0	0,649	0
MODAL	Mode	46	0,584	0,001	0	0,65	0
MODAL	Mode	47	0,584	0	0	0,65	0
MODAL	Mode	48	0,583	0	0	0,65	0
MODAL	Mode	49	0,583	0,001	0	0,651	0
MODAL	Mode	50	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	51	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	52	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	53	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	54	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	55	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	56	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	57	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	58	0,58	0	0	0,651	0
MODAL	Mode	59	0,572	0,001	0	0,652	0
MODAL	Mode	60	0,571	0,002	0	0,654	0
MODAL	Mode	61	0,571	0	0	0,654	0
MODAL	Mode	62	0,566	0,001	0	0,655	0
MODAL	Mode	63	0,566	0,001	0	0,656	0
MODAL	Mode	64	0,566	0	0	0,656	0
MODAL	Mode	65	0,565	0	0	0,657	0
MODAL	Mode	66	0,563	0,004	0	0,661	0
MODAL	Mode	67	0,557	0	0	0,661	0
MODAL	Mode	68	0,528	0	0	0,661	0
MODAL	Mode	69	0,527	0	0,001	0,661	0,001
MODAL	Mode	70	0,524	0	0	0,661	0,001
MODAL	Mode	71	0,505	0	0,467	0,661	0,468
MODAL	Mode	72	0,476	0	0	0,661	0,468

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	73	0,464	0,003	0,015	0,664	0,483
MODAL	Mode	74	0,448	0,039	0,007	0,703	0,49
MODAL	Mode	75	0,446	0	0	0,704	0,49
MODAL	Mode	76	0,404	0,011	0,002	0,714	0,492
MODAL	Mode	77	0,394	0	0	0,715	0,492
MODAL	Mode	78	0,394	0	0	0,715	0,492
MODAL	Mode	79	0,391	0	0	0,715	0,492
MODAL	Mode	80	0,391	0	0	0,715	0,492
MODAL	Mode	81	0,388	0,014	0	0,729	0,492
MODAL	Mode	82	0,386	0,003	0	0,732	0,492
MODAL	Mode	83	0,382	0,003	0,001	0,734	0,493
MODAL	Mode	84	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	85	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	86	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	87	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	88	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	89	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	90	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	91	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	92	0,379	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	93	0,378	0	0	0,734	0,493
MODAL	Mode	94	0,378	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	95	0,377	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	96	0,377	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	97	0,377	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	98	0,377	0,001	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	99	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	100	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	101	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	102	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	103	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	104	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	105	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	106	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	107	0,376	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	108	0,375	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	109	0,373	0	0	0,735	0,493

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	110	0,371	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	111	0,37	0	0	0,735	0,493
MODAL	Mode	112	0,37	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	113	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	114	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	115	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	116	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	117	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	118	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	119	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	120	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	121	0,369	0	0	0,735	0,494
MODAL	Mode	122	0,369	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	123	0,368	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	124	0,368	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	125	0,367	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	126	0,367	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	127	0,367	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	128	0,367	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	129	0,367	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	130	0,366	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	131	0,366	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	132	0,366	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	133	0,366	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	134	0,366	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	135	0,366	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	136	0,366	0	0	0,736	0,494
MODAL	Mode	137	0,366	0	0	0,736	0,495
MODAL	Mode	138	0,364	0,002	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	139	0,364	0	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	140	0,364	0	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	141	0,362	0	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	142	0,362	0	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	143	0,361	0	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	144	0,36	0	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	145	0,359	0	0	0,738	0,495
MODAL	Mode	146	0,355	0	0	0,738	0,495

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	147	0,35	0	0	0,739	0,495
MODAL	Mode	148	0,344	0,003	0,005	0,741	0,5
MODAL	Mode	149	0,343	0,001	0,088	0,742	0,588
MODAL	Mode	150	0,341	0	0,183	0,742	0,771
MODAL	Mode	151	0,341	0	0	0,742	0,771
MODAL	Mode	152	0,339	0,002	0,026	0,745	0,797
MODAL	Mode	153	0,338	0,006	0	0,751	0,797
MODAL	Mode	154	0,337	0	0	0,751	0,797
MODAL	Mode	155	0,334	0,002	0	0,752	0,797
MODAL	Mode	156	0,333	0,001	0	0,753	0,797
MODAL	Mode	157	0,333	0,006	0,001	0,758	0,798
MODAL	Mode	158	0,332	0,01	0	0,768	0,798
MODAL	Mode	159	0,33	0	0	0,768	0,798
MODAL	Mode	160	0,327	0	0	0,768	0,798
MODAL	Mode	161	0,325	0	0	0,769	0,798
MODAL	Mode	162	0,323	0,005	0	0,773	0,798
MODAL	Mode	163	0,322	0	0	0,774	0,798
MODAL	Mode	164	0,314	0,006	0,004	0,78	0,802
MODAL	Mode	165	0,312	0,004	0,003	0,784	0,804
MODAL	Mode	166	0,309	0	0	0,784	0,804
MODAL	Mode	167	0,309	0	0	0,784	0,804
MODAL	Mode	168	0,309	0	0	0,784	0,805
MODAL	Mode	169	0,308	0	0	0,784	0,805
MODAL	Mode	170	0,308	0	0	0,784	0,805
MODAL	Mode	171	0,308	0	0	0,784	0,805
MODAL	Mode	172	0,308	0	0	0,784	0,805
MODAL	Mode	173	0,307	0	0	0,784	0,805
MODAL	Mode	174	0,306	0	0	0,785	0,805
MODAL	Mode	175	0,306	0	0	0,785	0,805
MODAL	Mode	176	0,306	0	0	0,785	0,805
MODAL	Mode	177	0,306	0	0	0,785	0,805
MODAL	Mode	178	0,305	0	0	0,785	0,805
MODAL	Mode	179	0,3	0,017	0,01	0,802	0,815
MODAL	Mode	180	0,296	0,003	0,001	0,805	0,816
MODAL	Mode	181	0,292	0	0	0,805	0,816
MODAL	Mode	182	0,292	0	0	0,806	0,816
MODAL	Mode	183	0,283	0,008	0,012	0,813	0,828

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	184	0,281	0	0,001	0,814	0,828
MODAL	Mode	185	0,276	0,005	0,006	0,819	0,834
MODAL	Mode	186	0,261	0,001	0,005	0,819	0,84
MODAL	Mode	187	0,252	0	0	0,819	0,84
MODAL	Mode	188	0,239	0	0	0,819	0,84
MODAL	Mode	189	0,217	0	0	0,82	0,84
MODAL	Mode	190	0,214	0,013	0	0,832	0,84
MODAL	Mode	191	0,212	0,021	0	0,853	0,84
MODAL	Mode	192	0,209	0,001	0	0,854	0,84
MODAL	Mode	193	0,208	0,006	0	0,86	0,84
MODAL	Mode	194	0,208	0,011	0	0,871	0,841
MODAL	Mode	195	0,207	0	0,053	0,871	0,894
MODAL	Mode	196	0,204	0	0,011	0,871	0,904
MODAL	Mode	197	0,199	0,006	0,001	0,878	0,905
MODAL	Mode	198	0,194	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	199	0,191	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	200	0,185	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	201	0,185	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	202	0,184	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	203	0,184	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	204	0,184	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	205	0,183	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	206	0,183	0	0	0,878	0,905
MODAL	Mode	207	0,182	0	0	0,878	0,906
MODAL	Mode	208	0,178	0,009	0	0,887	0,906
MODAL	Mode	209	0,176	0	0	0,887	0,906
MODAL	Mode	210	0,176	0	0	0,887	0,906
MODAL	Mode	211	0,176	0,005	0	0,892	0,906
MODAL	Mode	212	0,175	0,011	0	0,903	0,906
MODAL	Mode	213	0,172	0,001	0	0,904	0,906
MODAL	Mode	214	0,172	0,01	0	0,914	0,906
MODAL	Mode	215	0,171	0	0,002	0,915	0,908
MODAL	Mode	216	0,168	0	0	0,915	0,908
MODAL	Mode	217	0,168	0	0	0,915	0,908
MODAL	Mode	218	0,167	0	0	0,915	0,908
MODAL	Mode	219	0,167	0	0	0,915	0,908

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	220	0,167	0	0	0,915	0,908
MODAL	Mode	221	0,167	0	0	0,915	0,908
MODAL	Mode	222	0,167	0	0	0,915	0,908
MODAL	Mode	223	0,165	0	0,002	0,915	0,909
MODAL	Mode	224	0,161	0	0	0,915	0,909
MODAL	Mode	225	0,161	0	0	0,915	0,909
MODAL	Mode	226	0,16	0	0	0,915	0,909
MODAL	Mode	227	0,16	0	0	0,915	0,909
MODAL	Mode	228	0,16	0	0	0,915	0,909
MODAL	Mode	229	0,16	0	0	0,915	0,909
MODAL	Mode	230	0,16	0	0	0,915	0,909
MODAL	Mode	231	0,159	0	0	0,915	0,91
MODAL	Mode	232	0,157	0	0,001	0,915	0,91
MODAL	Mode	233	0,153	0	0	0,915	0,91
MODAL	Mode	234	0,152	0	0	0,915	0,91
MODAL	Mode	235	0,152	0	0	0,915	0,911
MODAL	Mode	236	0,152	0	0	0,915	0,911
MODAL	Mode	237	0,152	0	0	0,915	0,911
MODAL	Mode	238	0,152	0	0	0,915	0,911
MODAL	Mode	239	0,152	0	0	0,915	0,911
MODAL	Mode	240	0,152	0	0	0,915	0,911
MODAL	Mode	241	0,151	0	0	0,915	0,911
MODAL	Mode	242	0,15	0	0,004	0,915	0,915
MODAL	Mode	243	0,15	0	0	0,915	0,915
MODAL	Mode	244	0,149	0	0	0,915	0,915
MODAL	Mode	245	0,147	0,001	0	0,916	0,915
MODAL	Mode	246	0,147	0	0	0,916	0,916
MODAL	Mode	247	0,144	0,004	0	0,919	0,916
MODAL	Mode	248	0,14	0,005	0,005	0,925	0,92
MODAL	Mode	249	0,138	0,001	0	0,925	0,921
MODAL	Mode	250	0,136	0,001	0,013	0,927	0,933
MODAL	Mode	251	0,135	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	252	0,135	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	253	0,135	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	254	0,134	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	255	0,134	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	256	0,134	0	0	0,927	0,934

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	257	0,134	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	258	0,134	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	259	0,125	0	0	0,927	0,934
MODAL	Mode	260	0,125	0,002	0	0,929	0,935
MODAL	Mode	261	0,125	0	0,001	0,929	0,935
MODAL	Mode	262	0,123	0	0	0,929	0,935
MODAL	Mode	263	0,123	0	0	0,929	0,936
MODAL	Mode	264	0,121	0	0	0,929	0,936
MODAL	Mode	265	0,121	0	0	0,929	0,936
MODAL	Mode	266	0,12	0	0	0,929	0,936
MODAL	Mode	267	0,118	0	0	0,929	0,936
MODAL	Mode	268	0,118	0	0	0,929	0,936
MODAL	Mode	269	0,117	0	0	0,93	0,936
MODAL	Mode	270	0,117	0	0	0,93	0,936
MODAL	Mode	271	0,115	0,001	0	0,931	0,936
MODAL	Mode	272	0,115	0	0,004	0,931	0,94
MODAL	Mode	273	0,115	0	0,004	0,931	0,943
MODAL	Mode	274	0,114	0	0,001	0,931	0,945
MODAL	Mode	275	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	276	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	277	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	278	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	279	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	280	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	281	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	282	0,113	0	0	0,931	0,945
MODAL	Mode	283	0,112	0	0,003	0,932	0,948
MODAL	Mode	284	0,112	0	0	0,932	0,949
MODAL	Mode	285	0,111	0	0	0,932	0,949
MODAL	Mode	286	0,111	0	0	0,932	0,949
MODAL	Mode	287	0,111	0,003	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	288	0,109	0	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	289	0,109	0	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	290	0,107	0	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	291	0,107	0	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	292	0,104	0	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	293	0,102	0	0	0,935	0,949

Tablo A6'nın Devamı

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	294	0,102	0	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	295	0,101	0	0	0,935	0,949
MODAL	Mode	296	0,1	0,003	0	0,938	0,95
MODAL	Mode	297	0,1	0,002	0	0,94	0,95
MODAL	Mode	298	0,099	0	0	0,94	0,95
MODAL	Mode	299	0,098	0	0	0,94	0,95
MODAL	Mode	300	0,097	0,005	0	0,945	0,95

EK B: PAFTA LİSTESİ

Pafta B1: Dispozisyon Planı1

Pafta B2: Dispozisyon Planı2

Pafta B3: Montaj1

Pafta B4: Montaj2

Pafta B5: Montaj3

EK C: CD İÇERİĞİ

- 1:** Xsteel Modeli (v.12)
- 2:** Autocad Çizimleri
- 3:** Tez.pdf
- 4:** Sap2000 dosyaları

ÖZGEÇMİŞ

Necati ÖZLER, 1980 yılında Balıkesir'de doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Balıkesir'de tamamladı. 1998 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliğini kazandı. 2003 yılında lisans öğrenimini iyi derecede tamamladı. 2003 yılında güz yarıyılında İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazandı.

Yazar, inşaat sektöründe çeşitli disiplinlerde çalıştıktan sonra, 2007 yılından bu yana proje mühendisliği görevini yapmaktadır.