

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**10 KATLI ÇELİK BİR YAPININ
DEPREM YÜKLERİ ALTINDA TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Armağan ERCAN**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

**10 KATLI ÇELİK BİR YAPININ
DEPREM YÜKLERİ ALTINDA TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Armağan ERCAN
(501051014)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 28 Nisan 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 11 Haziran 2008**

**Tez Danışmanı : Doç.Dr. E. Filiz PİROĞLU
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Erdoğan UZGİDER
Prof.Dr. A. Zafer ÖZTÜRK**

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Bölümü Yapı Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans tez çalışmasında deprem yüklemesi gözönüne alınmadan boyutlandırılan Paris'te bulunan 10 katlı çelik bir binanın, yeni deprem yönetmeliğinin getirmiş olduğu yeni hesap şartlarına göre, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler kullanılarak karşılaştırmalı boyutlandırılmasını içermektedir.

Ülkemizin içinde bulunduğu deprem şartlarını göz önüne alarak, yüksek enerji yutma kapasitesiyle ön plana çıkan çelik yapıların, betonarme yapılara kıyasla çok daha hafif ve dayanımı yüksek olan kompozit elemanların yaygınlaşacağı inancıyla bu tez çalışması hazırlanmıştır.

Çalışmam süresince değerli fikir ve tecrübelerinden yararlandığım, öncelikle sayın hocam Doç. Dr. E. Filiz PİROĞLU'na, tezin son haline gelmesinde fikir ve tecrübeleriyle katkıda bulunan Prof. Dr. Erdoğan UZGİDER'e ve Y. Doç. Dr. Barlas Özden Çağlayan'a, SAP 2000 statik çözümlemelerimde değerli bilgilerini esirgemeyen Araş. Gör. Cüneyt VATANSEVER'e, tezin tamamlanmasında her türlü desteği veren mühendis arkadaşlarıma ve hiçbir zaman maddi ve manevi desteğini esirgemeyen aileme teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Nisan 2008

Armağan ERCAN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	viii
TABLO LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ	x
SEMBOL LİSTESİ	xii
ÖZET	xv
SUMMARY	xvi
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Yapının Tanımı	1
1.3 Hesap Yöntemleri ve Yapılan Kabuller	3
1.4 Yapısal Düzensizliklerin İncelenmesi	6
1.4.1 Planda Düzensizlik Durumları	6
1.4.1.1 (A1) Burulma Düzensizliği	6
1.4.1.2 (A2) Döşeme Süreksizliği	7
1.4.1.3 (A3) Planda Çıkıntılar Bulunması	7
1.4.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları	8
1.4.2.1 (B1) Komşu Katlar Arasında Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)	8
1.4.2.2 (B2) Komşu Katlar Arasında Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)	8
1.4.2.3 (B3) Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği	8
2. YÜK ANALİZİ	9
2.1 Zati Yükler	9
2.2 Kar Yüğü	9
2.3 Hareketli Yükler	9
2.4 Rüzgar Yüğü	10
2.5 Deprem Yüğü	10
3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	15
3.1 Kompozit Döşemelerin Boyutlandırılması	15
3.1.1 Konstrüktif Kurallar	16
3.1.2 Kesit Zorlarının Belirlenmesi	17
3.1.2.1 Çelik Sacın İnşaat Süreci	17
3.1.2.2 Kompozit Çalışma Süreci	17
3.1.3 Enkesit Tasarımında Genel İlke ve Yöntemler	18
3.1.3.1 İnşaat Sürecince Tasarım	18
3.1.3.2 Kompozit Çalışma Sürecinde Tasarım	20
3.1.4 Hesaplar	26
3.2 Kompozit Kirişlerin Boyutlandırılması	34
3.2.1 Plastik Moment Dayanımı Hesabı	37
3.2.1.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	37
3.2.1.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	39
3.2.2 Kayma Bağlantılarının Hesabı	40

3.2.2.1 Basit Kirişlerde Kayma Bağlantısı	40
3.2.2.2 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı	42
3.2.2.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	43
3.2.3 Düşey Kayma Dayanımı	43
3.2.4 Sehim Hesabı	43
3.2.5 Yanal Burkulma Hesabı	44
3.2.5.1 Enine Takviye Hesabı	44
3.2.6 2 ~ 7 Aksları IPE 270 Basit ve Sürekli Kirişlerinin Tahkiki	45
3.2.6.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	46
3.2.6.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	47
3.2.6.3 Basit Kirişlerde Kayma Bağlantısı	48
3.2.6.4 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı	48
3.2.6.5 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	49
3.2.6.6 Düşey Kayma Dayanımı	49
3.2.6.7 Sehim Hesabı	50
3.2.6.8 Yanal Burkulma Hesabı	50
3.2.6.9 Enine Takviye Hesabı	51
3.2.7 2 ~ 7 Aksları IPE 270 Konsol Kirişlerinin Tahkiki	51
3.2.7.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	52
3.2.7.2 Konsol Kirişlerde Kayma Bağlantısı	52
3.2.7.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	53
3.2.7.4 Düşey Kayma Dayanımı	53
3.2.7.5 Sehim Hesabı	53
3.2.7.6 Yanal Burkulma Hesabı	54
3.2.7.7 Enine Takviye Hesabı	55
3.2.8 1 ve 8 Aksları IPE 270 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki	55
3.2.8.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	56
3.2.8.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	57
3.2.8.3 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı	57
3.2.8.4 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	58
3.2.8.5 Düşey Kayma Dayanımı	58
3.2.8.6 Sehim Hesabı	59
3.2.8.7 Yanal Burkulma Hesabı	59
3.2.8.8 Enine Takviye Hesabı	60
3.2.9 1 ve 8 Aksları IPE 270 Konsol Kirişlerinin Tahkiki	60
3.2.9.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	61
3.2.9.2 Kayma Bağlantısı	61
3.2.9.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	62
3.2.9.4 Düşey Kayma Dayanımı	62
3.2.9.5 Sehim Hesabı	62
3.2.9.6 Yanal Burkulma Hesabı	63
3.2.9.7 Enine Takviye Hesabı	63
3.2.10 3 ve 6 Aksları IPE 500 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki	64
3.2.10.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	65
3.2.10.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	66
3.2.10.3 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı	66
3.2.10.4 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	67
3.2.10.5 Düşey Kayma Dayanımı	67
3.2.10.6 Sehim Hesabı	68
3.2.10.7 Yanal Burkulma Hesabı	68

3.2.10.8	Enine Takviye Hesabı	69
3.2.11	3 ve 6 Aksları IPE 500 Konsol Kirişlerinin Tahkiki	69
3.2.11.1	Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	70
3.2.11.2	Kayma Bağlantısı	70
3.2.11.3	Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	71
3.2.11.4	Düşey Kayma Dayanımı	71
3.2.11.5	Sehim Hesabı	71
3.2.11.6	Yanal Burkulma Hesabı	72
3.2.11.7	Enine Takviye Hesabı	72
3.2.12	A ve M Aksları IPE 500 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki	73
3.2.12.1	Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	73
3.2.12.2	Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı	74
3.2.12.3	Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	74
3.2.12.4	Düşey Kayma Dayanımı	75
3.2.12.5	Sehim Hesabı	75
3.2.12.6	Yanal Burkulma Hesabı	75
3.2.12.7	Enine Takviye Hesabı	76
3.2.13	A ve M Aksları IPE 500 Konsol Kirişlerinin Tahkiki	77
3.2.13.1	Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	77
3.2.13.2	Kayma Bağlantısı	78
3.2.13.3	Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	78
3.2.13.4	Düşey Kayma Dayanımı	79
3.2.13.5	Sehim Hesabı	79
3.2.13.6	Yanal Burkulma Hesabı	79
3.2.13.7	Enine Takviye Hesabı	80
3.2.14	B ~ L Aksları IPB 500 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki	80
3.2.14.1	Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	81
3.2.14.2	Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	82
3.2.14.3	Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı	83
3.2.14.4	Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	83
3.2.14.5	Düşey Kayma Dayanımı	84
3.2.14.6	Sehim Hesabı	84
3.2.14.7	Yanal Burkulma Hesabı	84
3.2.14.8	Enine Takviye Hesabı	85
3.2.15	B ~ L Aksları Yapma Konsol Kirişlerinin Tahkiki	86
3.2.15.1	Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı	87
3.2.15.2	Kayma Bağlantısı	87
3.2.15.3	Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar	88
3.2.15.4	Düşey Kayma Dayanımı	88
3.2.15.5	Sehim Hesabı	89
3.2.15.6	Yanal Burkulma Hesabı	89
3.2.15.7	Enine Takviye Hesabı	90
3.3	Kolonların Boyutlandırılması	90
3.3.1	1. ve 3. Katlar Arası S1 Kolonlarının Boyutlandırılması	94
3.3.2	4. ve 6. Katlar Arası S1 Kolonlarının Boyutlandırılması	99
3.3.3	7. ve 10. Katlar Arası S1 Kolonlarının Boyutlandırılması	103
3.3.4	1. ve 3. Katlar Arası S2 Kolonlarının Boyutlandırılması	107
3.3.5	4. ve 6. Katlar Arası S2 Kolonlarının Boyutlandırılması	112
3.3.6	7. ve 10. Katlar Arası S2 Kolonlarının Boyutlandırılması	116
3.4	Merkezi Çaprazların Boyutlandırılması	120

3.4.1	Y Doğrultusu 1. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması	121
3.4.2	Y Doğrultusu 2. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması	123
3.4.3	Y Doğrultusu 3.~10. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması	124
3.4.4	X Doğrultusu 1. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması	125
3.4.5	X Doğrultusu 2. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması	126
3.4.6	X Doğrultusu 3.~10. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması	127
3.4.7	Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması	129
3.5	Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması	130
3.5.1	S1 Tipi Kolon Ayağı	133
3.5.2	S2 Tipi Kolon Ayağı	142
4.	ELEMAN BİRLEŞİMLERİNİN DETAYLANDIRILMASI	153
4.1	Yapma Konsol Kiriş Kaynak Tahkiki	154
4.2	Yapma Kolonların Kaynak Tahkiki	155
4.2.1	1. ve 3. Katlar Arası S1 Kolonlarının Kaynakları	155
4.2.2	4. ve 6. Katlar Arası S1 Kolonlarının Kaynakları	157
4.2.3	7. ve 10. Katlar Arası S1 Kolonlarının Kaynakları	158
4.2.4	1. ve 3. Katlar Arası S2 Kolonlarının Kaynakları	160
4.2.5	4. ve 6. Katlar Arası S2 Kolonlarının Kaynakları	161
4.2.6	7. ve 10. Katlar Arası S2 Kolonlarının Kaynakları	163
4.3	Yapma Çaprazların Kaynak Tahkiki	164
4.3.1	Y Doğrultusu 1. ve 2. Kat Merkezi Çaprazlarının Kaynakları	164
4.3.2	Y Doğrultusu 3.~10. Kat Merkezi Çaprazlarının Kaynakları	165
4.4	Kiriş Eklerinin Tahkiki	165
4.5	Kolon Eklerinin Tahkiki	167
4.5.1	4. Kat S1 Kolonu Birleşim Tahkiki	169
4.5.2	7. Kat S1 Kolonu Birleşim Tahkiki	177
4.5.3	4. Kat S2 Kolonu Birleşim Tahkiki	185
4.5.4	7. Kat S2 Kolonu Birleşim Tahkiki	191
4.6	Kiriş – Kiriş Bağlantılarının Tahkiki	197
4.6.1	Basit Kiriş Birleşimleri Hesabı	197
4.6.1.1	2,4, 5 ve 7 Aksları Basit Kiriş Birleşimleri	198
4.6.2	Sürekli Kiriş Birleşimleri Hesabı	200
4.6.2.1	2,4, 5 ve 7 Aksları Sürekli Kiriş Birleşimleri	200
4.6.2.2	1 ve 8 Aksları Sürekli Kiriş Birleşimleri	202
4.6.2.3	A ve M Aksları Kiriş Birleşimleri	204
4.7	Merkezi Çaprazların Bağlantı Detayları	207
4.7.1	Çaprazların Birleşim Hesapları	209
4.8	Kolon Kiriş Birleşim Detayları	215
4.8.1	Kolon Kiriş Ankastre Bağlantılarının Hesabı	216
5.	YAPININ AĞIRLIK HESABI	225
6.	SONUÇLAR	226
	KAYNAKLAR	230
	EK A TABAN LEVHASI GERİLME DAĞILIMLARI	231
	EK B ÇAPRAZLARIN BİRLEŞİM HESAP SONUÇLARI	240

EK C KOLON– KİRİŞ BİRLEŞİM HESAP SONUÇLARI	250
ÖZGEÇMİŞ	257

KISALTMALAR

DBYBHY	:Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
E_x	:X Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yüğü
E_y	:Y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yüğü
G	:Düşey Sabit Yüğü
Q	:Düşey Hareketli Yüğü
R	:Rüzgar Yüğü
T	:Isı Değişimi
TS	:Türk Standartları Enstitüsü

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1 Büyütme Katsayıları.....	5
Tablo 1.2 Burulma Düzensizliği Kontrolü	7
Tablo 1.3 Rijitlik Düzensizliği Kontrolü.....	8
Tablo 2.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin Uygulanabileceği Binalar.....	11
Tablo 2.2 Yapıya Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğü'nün Katlara Dağılımı	14
Tablo 3.1 Büyütme Katsayıları.....	92
Tablo 3.2 S1 Kolonlarının Kirişlerden Güçlü Olması Tahkiki	94
Tablo 3.3 S2 Kolonlarının Kirişlerden Güçlü Olması Tahkiki	94
Tablo 3.4 Merkezi Çaprazların Yatay Kuvvet Taşıma Oranları	121
Tablo 3.5 Binanın Kat Ötelemeleri Tahkiki	130
Tablo 4.1 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayının Uygulama Sınırları..	217
Tablo B.1 Hesap Tablolarında Kullanılan Detay Numaralarının Açılımı	241
Tablo B.2 Çaprazların Birleşim Hesaplarında Kullanılan Değerleri	242
Tablo B.3 Çaprazların Birleşim Hesaplarında Kesit Kontrolleri	243
Tablo B.4 Çaprazların Birleşim Hesaplarında Guse Kontrolleri	244
Tablo B.5 Çaprazların Birleşim Hesaplarında Bulon Tahkikleri.....	245
Tablo B.6 Guse Üzerinde Moment Oluşmaması için Gerekli Boyutların Hesabı	246
Tablo B.7 Guseler ile Kirişleri Birleştiren Kaynakların Tahkikleri.....	247
Tablo B.8 Guseler ile Kolonları Birleştiren Kaynakların Tahkikleri.....	248
Tablo B.9 Çaprazları Birleştiren Guselerin Kaynaklarının Tahkikleri	249
Tablo C.1 Hesap Tablolarında Kullanılan Detay Numaralarının Açılımı	251
Tablo C.2 Kiriş-Kolon Birleşim Hesaplarında Kullanılan Değerleri.....	252
Tablo C.3 Takviye Levhası Kaynak Tahkikleri	253
Tablo C.4 Kayma Levhası Kaynak Tahkikleri.....	254
Tablo C.5 Kayma Bölgesi Tahkikleri	255
Tablo C.6 Süreklilik Levhası ve Temas Bölgesinde Gerilme Tahkikleri	255
Tablo C.7 Eğilme Dayanımı Tahkikleri.....	256

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Yapının Bilgisayar Modeli.....	1
Şekil 1.2 : Kat Dispozisyon Planı	2
Şekil 1.3 : Merkezi Çelik Çaprazların Kısa ve Uzun Doğrultudaki Yerleşimleri....	2
Şekil 2.1 : Rüzgar Yüğü Katsayıları	10
Şekil 3.1 : Kompozit Döşemede Beton - Çelik Bağlantı Tipi.....	15
Şekil 3.2 : Sac Profil ve Plâgın Boyutları	16
Şekil 3.3 : Pozitif Moment Bölgesinde Gerilme Dağılımı	21
Şekil 3.4 : Negatif Moment Bölgesinde Gerilme Dağılımı.....	22
Şekil 3.5 : Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti	27
Şekil 3.6 : Sürekli Kirişlerde Beton Başlığının Etkili Genişliği	36
Şekil 3.7 : Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Hesaba Göre Gerilme Dağılımı ...	37
Şekil 3.8 : Negatif Moment Bölgesinde Plastik Hesaba Göre Gerilme Dağılımı ..	39
Şekil 3.9 : Yapma Konsol Kiriş Boyutlandırılması	86
Şekil 3.10 : 1. ve 3. Katlar Arası S1 Kolonu Kesiti	95
Şekil 3.11 : 4. ve 6. Katlar Arası S1 Kolonu Kesiti	99
Şekil 3.12 : 7. ve 10. Katlar Arası S1 Kolonu Kesiti	103
Şekil 3.13 : 1. ve 3. Katlar Arası S2 Kolonu Kesiti	108
Şekil 3.14 : 4. ve 6. Katlar Arası S2 Kolonu Kesiti	112
Şekil 3.15 : 7. ve 10. Katlar Arası S2 Kolonu Enkesiti.....	116
Şekil 3.16 : 1. ve 2. Kat K3 ve K4 Çaprazı Enkesiti.....	122
Şekil 3.17 : 3.~10. Kat K3 ve K4 Çaprazı Enkesiti	124
Şekil 3.18 : 1. Kat IPB300 Çaprazı Kesiti	125
Şekil 3.19 : 3.~10. Kat IPB260 Çaprazı Kesiti	128
Şekil 3.20 : S1 Kolonu Taban Levhası Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli	133
Şekil 3.21 : S1 Kolonu Taban Levhası Kesiti	134
Şekil 3.22 : S1 Kolonu Taban Levhası ile Guse Levhası Birleşim Kesiti	137
Şekil 3.23 : S2 Kolonu Taban Levhası Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli	143
Şekil 3.24 : S2 Kolonu Taban Levhası Kesiti	144
Şekil 3.25 : S2 Kolonu Taban Levhası ile Guse Levhası Birleşim Kesiti	147
Şekil 4.1 : Yapma Konsol Kiriş Uzun Kenar Enkesiti.....	154
Şekil 4.2 : 1. ve 3. Kat Arası S1 Kolon Enkesiti.....	155
Şekil 4.3 : 4. ve 6. Kat Arası S1 Kolon Enkesiti	157
Şekil 4.4 : 7. ve 10. Kat Arası S1 Kolon Enkesiti	159
Şekil 4.5 : 1. ve 3. Kat Arası S2 Kolon Enkesiti	161
Şekil 4.6 : 4. ve 6. Kat Arası S2 Kolon Enkesiti	162
Şekil 4.7 : 7. ve 10. Kat Arası S2 Kolon Enkesiti	163
Şekil 4.8 : 1. ve 2. Kat için K3 ve K4 Merkezi Çapraz Enkesiti.....	164
Şekil 4.9 : 3. ve 10. Kat Arası K3 ve K4 Merkezi Çapraz Enkesiti	165
Şekil 4.10 : A ve M Aksı Kirişleri Ek Bağlantı Detayı.....	166
Şekil 4.11 : 4. Kat S1 Kolon Eki Birleşim Detayı	170
Şekil 4.12 : 4. Kat S1 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı	173

Şekil 4.13	: 7. Kat S1 Kolon Eki Birleşim Detayı	177
Şekil 4.14	: 7. Kat S1 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı	181
Şekil 4.15	: 4. Kat S2 Kolon Eki Birleşim Detayı	185
Şekil 4.16	: 4. Kat S2 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı	188
Şekil 4.17	: 7. Kat S2 Kolon Eki Birleşim Detayı	191
Şekil 4.18	: 7. Kat S2 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı	194
Şekil 4.19	: 2, 4, 5 ve 7 Askları Basit Kiriş Birleşim Detayı	198
Şekil 4.20	: 2, 4, 5 ve 7 Askları Sürekli Kiriş Birleşim Detayı.....	201
Şekil 4.21	: 1 ve 8 Askları Sürekli Kiriş Birleşim Detayı.....	203
Şekil 4.22	: A ve M Askları IPE 270 Kirişi Birleşim Detayı.....	205
Şekil 4.23	: A ve M Askları IPE 500 Kirişi Birleşim Detayı.....	206
Şekil 4.24	: PK1 ve PK2 Merkezi Çaprazlarının Kolon-Kiriş Bağlantı Detayı.....	210
Şekil 4.25	: PK1 ve PK2 Merkezi Çaprazlarının Gövde Bağlantı Detayı.....	213
Şekil 4.26	: 1., 2. ve 3. Kat IPB1500 Kirişi S1 Kolonu Bağlantı Detayı.....	219
Şekil 4.27	: IPE 270 – IPE 500 Kup Bağlantı Detayı	223
Şekil A.1	: S1 Taban Levhası Yük 3 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	231
Şekil A.2	: S1 Taban Levhası Yük 3 Yükleme için Basınç Gerilmesi.....	232
Şekil A.3	: S1 Taban Levhası Yük 4 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	232
Şekil A.4	: S1 Taban Levhası Yük 4 Yükleme için Çekme Gerilmesi	233
Şekil A.5	: S1 Taban Levhası Yük 5 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	233
Şekil A.6	: S1 Taban Levhası Yük 5 Yükleme için Basınç Gerilmesi.....	234
Şekil A.7	: S1 Taban Levhası Yük 6 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	234
Şekil A.8	: S1 Taban Levhası Yük 6 Yükleme için Çekme Gerilmesi	235
Şekil A.9	: S2 Taban Levhası Yük 3 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	235
Şekil A.10	: S2 Taban Levhası Yük 3 Yükleme için Basınç Gerilmesi.....	236
Şekil A.11	: S2 Taban Levhası Yük 4 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	236
Şekil A.12	: S2 Taban Levhası Yük 4 Yükleme için Çekme Gerilmesi	237
Şekil A.13	: S2 Taban Levhası Yük 5 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	237
Şekil A.14	: S2 Taban Levhası Yük 5 Yükleme için Basınç Gerilmesi.....	238
Şekil A.15	: S2 Taban Levhası Yük 6 Yükleme için Von Misses Gerilmesi.....	238
Şekil A.16	: S2 Taban Levhası Yük 6 Yükleme için Çekme Gerilmesi	239

SEMBOL LİSTESİ

$A(T)$	:Spektral ivme katsayısı
A_0	:Etkin yer ivmesi katsayısı
A_a	:Çelik profil alanı
A_{ap}	:Etkili profillenmiş çelik sac alanı
A_k	:Kompozit kiriş alanı
A_p	:Çelik sacın çekmede enkesit alanı
A_s	:Donatı alanı
b_{bf}	:Kiriş kesitinin başlık genişliği
b_c	:Kompozit döşeme basınç beton genişliği
b_{cf}	:Kolon kesitinin başlık genişliği
b_{eff}	:Kompozit döşeme ile çalışan efektif döşeme genişliği
b_f	:Profil başlık genişliği
$b_{g,l}$	:Whithmore Yöntemi'ne göre kesit genişliği
C_b	:Moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini belirleyen bir katsayı
C_m	:Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sistemlerde, kolonun şeklini gözönüne alan bir katsayı
D_a	:Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d	:Saplamanın gövde çapı
d_p	:Etkili çelik sac alanı tarafsız ekseninin döşeme üst kotuna uzaklığı
d_s	:Kompozit döşemede donatının çelik sac alt kenarına uzaklığı
E	:Çelik elastisite modülü
E_c	:Beton elastisite modülü
E_{cm}	:Kısa süreli yükler için elastisite modülü
e	:Ankraj profilinin ucundan ankraj bulouna mesafe
F_i	:Eşdeğer Yükü Yöntemi'nde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü
F_{nb}	:Profil başlığı enkesit alanı
F_{nl}	:Süreklilik levhası enkesit alanı
f_{ck}	:Karakteristik beton silindir dayanımı
f_{ctm}	:Tasarım beton çekme dayanımı
f_{ctk}	:Karakteristik beton çekme dayanımı
f_u	:Kayma bağlantısı çeliğinin çekme dayanımı
f_{yd}	:Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
f_{yk}	:Boyuna donatı karakteristik akma dayanımı
f_{yp}	:Çelik sacın akma dayanımı
f_{ys}	:Donatı akma dayanımı
H_i	:Binanın i'inci katının kat yüksekliği
h	:Saplama yüksekliği
h_c	:Çelik sac üstündeki beton döşeme kalınlığı
h_p	:Çelik sac derinliği
h_t	:Toplam döşeme derinliği
h_w	:Profil gövde yüksekliği
I	:Bina önem katsayısı
I_k	:Kompozit kiriş enkesitinin atalet momenti

I_x, I_y	: Enkesitin atalet momentleri
$i_{g, l}$	: Whithmore Yöntemi'ne narinlik
i_y	: Basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin üçte birinin gövde simetri eksenine göre atalet yarıçapı
k_v	: Düşey yatak katsayısı
L	: Çelik profil uzunluğu
L_s	: Kayma açıklığı
l_0	: Eğilme momentinin sıfır olduğu noktalar arasındaki uzaklık
l_n	: Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallık noktaları arasındaki uzaklık
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
M_{pa}	: Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}	: Kiriş sol ucu i'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	: Kiriş sağ ucu j'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
$M_{pü}$	: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{Rd}	: Kompozit elemanın plastik eğilme dayanımı
M_{Sd}	: Tasarım yüklerinden bulunan açıklık veya mesnet momenti,
M_{Ser}	: Yük arttırma faktörleri ile arttırılmamış konstrüksiyon yüklerinden dolayı eğilme momenti
M_{vi}	: Kiriş sol ucu i'deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
M_{vj}	: Kiriş sağ ucu j'deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
$N_{a, pl}$	: Çelik kiriş tasarım çekme kuvveti
N_{ac}	: Çelik kiriş tasarım basınç kuvveti
N_b	: Kolon başlıklarından aktarılan normal kuvvet
N_{bp}	: Eksenel basınç kapasitesi
$N_{c, f}$	: Beton tasarım basınç kuvveti
$N_{çp}$	: Eksenel çekme kapasitesi
N_f	: Tam kayma bağlantısı adedi
N_{GVemn}	: GV birleşimi için bir bulonun taşıyabileceği kuvvet
N_{GVPemn}	: GVP birleşimi için bir bulonun taşıyabileceği kuvvet
N_l	: Ezilme gerilmesi için bir bulonun taşıyabileceği kuvvet
N_s	: Kompozit döşeme donatısı tasarım çekme kuvveti
N_{s1}, N_{s2}	: Makaslama alanı için bir bulonun taşıyabileceği kuvvet
N_{SLPemn}	: SLP birleşimi için bir bulonun taşıyabileceği kuvvet
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
n_a	: Tahkiki yapılan kaynağın adedi
n_{bi}	: Burulma düzensizliği katsayısı
n_{ki}	: Rijitlik düzensizliği katsayısı
n_t	: Kolon ve guseler arasındaki toplam kaynak adedi
P_{k0}	: Kar Yüğü
P_v	: Bulon öngerme kuvveti
p_{em}	: Beton basınç emniyet gerilmesi
q_r	: Rüzgar yükü
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_{Sd}	: Tasarım yüklerinden bulunan kenar veya ara mesnet tepkisi
R_{Ser}	: Yük arttırma faktörleri ile arttırılmamış konstrüksiyon yüklerinden dolayı mesnet tepkisi
R_{Rd}	: Kompozit elemanın kesme kuvveti dayanımı
r	: Bulonların bulon ağırlık merkezine olan mesafeleri

$S(T)$	:Spektral ivme katsayısı
s	:Basınç çubuğu boyu
T_A, T_B	:Spektrum karakteristik periyotları
t_{bf}	:Kiriş kesitinin başlık kalınlığı
t_{cf}	:Kolon kesitinin başlık kalınlığı
t_f	:Profil başlık kalınlığı
t_w	:Profil gövde kalınlığı
u	:Kayma bölgesi çevresinin uzunluğu
V_{dy}	:Kirişin kolona birleşen yüzeyinde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_e	:Kolon-kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_{ke}	:Kayma bölgesinde gerekli kesme dayanımı
V_p	:Kesme kuvveti kapasitesi
$V_{pl.a.Rd}$	:Kompozit kiriş plastik kesme kuvveti dayanımı
V_{sd}	:Tasarım kesme kuvveti
V_t	:Toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
W	:Yapının deprem sırasındaki toplam ağırlığı
Z	:Taban levhasında oluşan maksimum çekme kuvveti
Z_{bulon}	:Ankraj bulonunun emniyetle aktarabileceği çekme kuvveti
z	: N_c ve N_t iç kuvvetleri için moment kolu
Δ_i	:Binanın i 'inci katındaki azaltılmış görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	:Binanın i 'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi
ΔF_N	:Binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen eşdeğer deprem yükü
δ	:Yapı elemanının sehimi
δ_i	:Binanın i 'inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
$(\delta_i)_{max}$	:Binanın i 'inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi
λ	:Çelik eleman narinlik oranı
Ω_0	:Deprem yükü büyütme katsayısı
γ_{ap}	:Çelik sac için malzeme güvenlik katsayısı
γ_c	:Beton için malzeme güvenlik katsayısı
γ_s	:Donatı için malzeme güvenlik katsayısı
γ_{vs}	:Hesaplarda genellikle 1.25 olarak alınan bir katsayı
τ	:Kayma gerilmesi
μ	:Sürtünme katsayısı
τ_{emn}	:Kayma emniyet gerilmesi
τ_{semn}	:SLP birleşimlerinde kayma emniyet gerilmesi
σ_a	:Çelik akma gerilmesi
σ_B	:Yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç gerilmesi
σ_b	:Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi
σ_{bem}	:Yalnız basınç kuvveti altında müsaade edilecek basınç gerilmesi
σ_{eb}	:Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme
σ_{em}	:Emniyet gerilmesi
σ_l	:Ezilme emniyet gerilmesi
σ_{vm}	:Von Misses gerilmesi
σ_z	:Zemin emniyet gerilmesi
ν	:Kaymaya karşı emniyet katsayısı

10 KATLI ÇELİK BİR YAPININ DEPREM YÜKLERİ ALTINDA TASARIMI

ÖZET

Bu tez çalışması deprem yüklemesi gözönüne alınmadan boyutlandırılmış olan Paris'te bulunan 10 katlı çelik bir binanın, yeni Deprem Yönetmeliği'nin getirmiş olduğu yeni hesap şartlarına göre, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler kullanılarak karşılaştırmalı boyutlandırılmasını içermektedir.

Deprem yüklemesinden bağımsız olarak boyutlandırılmış olan bu binanın mimari planı örnek alınmıştır. Binanın yönetmeliklere uymasının yanında hem ekonomik hem de hafif olmasına dikkat edilmiştir. Çaprazların tipi ve kullanılan profiller bu şartların sağlanması amacıyla seçilmiştir.

Paris'te bulunan bu yapının taşıyıcı sistemi çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Yapı, bir zemin kat ve dokuz normal kattan meydana gelmektedir. Zemin kat 3.80 m, birinci kat 4.45 m, ikinci ve sekizinci kat arası 3.20 m, dokuzuncu kat 2.40 m'dir. Yapıda kompozit döşeme sistemi tercih edilmiştir.

Yapı 1. derece deprem bölgesindedir ve Z4 sınıfı zemin üzerinde bulunmaktadır. Z4 sınıfı zemin için zemin emniyet gerilmesi 250 kN/m^2 , zemin düşey yatak katsayısı 20000 kN/m^3 'dür. Yapıda taşıyıcı sistem St37 kalitesinde yapısal çelikten oluşur. Döşemede BS20, temelde BS30 kalitesinde beton, döşemede BÇIV ve temelde BÇIII kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır.

Yapıda süneklik düzeyi yüksek sistem ve merkezi çelik çaprazlı perdeler uygun görülmüş, buna göre hesaplar yapılmıştır. Yapının taşıyıcı sisteminin çözümü üç boyutlu olarak SAP 2000 ile yapılmıştır. Bu programın statik sonuçlarından gerilme ve yük değerleri okunmuş, boyutlandırma ve dinamik analiz tahkik edilmiştir. Kompozit hesaplar TS kapsamında olmadığı için Eurocode 4'e göre çözümlenmiştir. Düşey, rüzgar ve deprem yüklerine göre temel sistemi radye temel seçilmiş ve Probina programı ile boyutlandırılmıştır.

THE DESIGN OF THE 10 STORED STEEL BUILDING UNDER EARTHQUAKE FORCES

SUMMARY

In this study the 10 stored steel building that was designed without the earthquake loads in Paris, is designed with concentric diagonals that have high yielding ability and compared according to the earthquake loads stated in new Turkish Seismic Code.

The architectural plan of the building that was designed without the earthquake loads, is used in this study. This design of the building is aimed to suit the instructions, also to be economic and light in weight. So the type of the diagonals and all steel profiles are selected because of that reasons.

The system of the structure which exists in Paris consists of steel frame system. The structure has one ground floor and nine normal floors. The ground floor height is 3.80 m, the first floor height is 4.45 m, from the second floor till the eighth floor the height is 3.20 m and the ninth floor is 2.40 m. Composite slab system is selected for this building.

The structure is assumed to be in earthquake zone of the first degree and located on a Z4 class soil. For Z4 class soil, allowable soil stress is assumed to be 250 kN/m^2 and vertical spring coefficient of ground is 20000 kN/m^3 . For structure system elements, St37 quality structural steel is used. For slab, BS20 quality concrete and BÇIV quality reinforcement, for foundation, BS30 quality concrete and BÇIII quality reinforcement are used.

In this building, the system has high yielding ability and concentric diagonals are approved. Therefore the calculations are computed from these patterns. The SAP 2000 programme is used for the structural analysis as 3-D models. From the statical results of these programme, stress and load values were used, the design and dynamic analysis were done. The composite systems don't exist in Turkish standarts. So the composite calculations are analyzed according to Eurocode 4. The foundation system is chosen as mat foundation and analyzed by Probina programme.

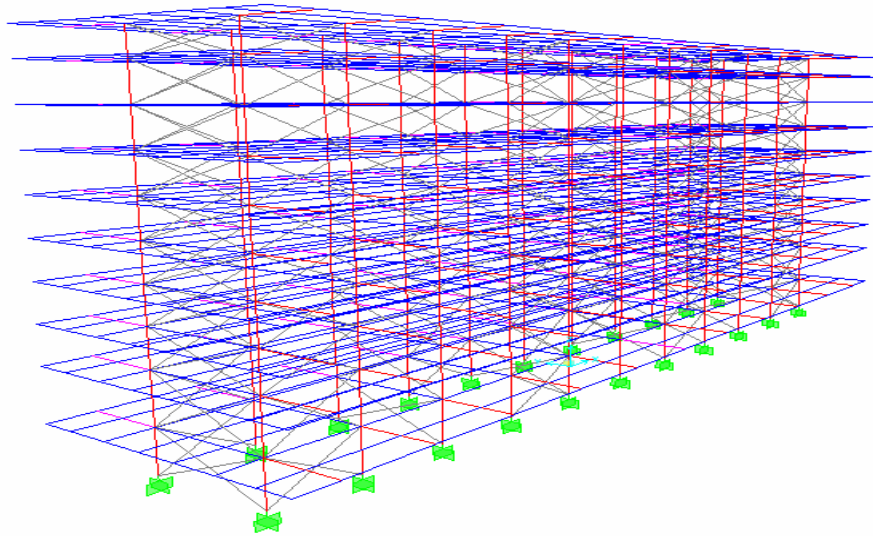
1. GİRİŞ

1.1 Konu

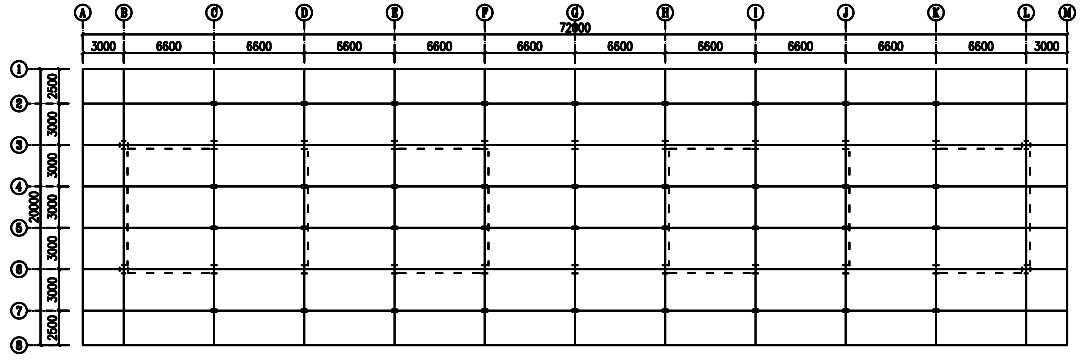
Sunulan bu çalışmada geometrisi bakımından alışlagelmiş olan bir çelik yapının TS648'e ve yeni Deprem Yönetmeliği'ne göre detaylı olarak boyutlandırılması amaçlanmıştır. Çözümlemede süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler uygulama ve ekonomi açısından daha uygun görülmüştür. Deprem yüklemesinden bağımsız olarak boyutlandırılan Paris'te bulunan bu binanın ülkemiz şartlarında ve 6 Mart 2007 tarihli Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılması amaçlanmıştır.

1.2 Yapının Tanımı

Ülkemiz şartlarına göre boyutlandırılan yapı bir zemin ve dokuz normal kattan oluşan taşıyıcı sistemi çelik çerçeve sistem ve merkezi çaprazlar olan bir çelik binadır (Şekil 1.1). Yapının enine doğrultuda 5.5 m uzunluğunda, boyuna doğrultuda 3.0 m uzunluğunda konsolları vardır (Şekil 1.2). Yapıda 10.5 cm kalınlığında kompozit döşeme sistemi tercih edilmiştir. Sistemdeki bütün kirişler kompozit kiriş olarak boyutlandırma yoluna gidilmiştir. Çatı katı teras olarak dizayn edilmiştir.



Şekil 1.1: Yapının Bilgisayar Modeli



Şekil 1.2: Kat Dispozisyon Planı

Yapı hakkındaki bilgilere daha detaylı olarak bakılacak olursa;

- Yapı, çatı katı teras olacak şekilde, bir zemin ve dokuz normal kattan oluşan 10 katlı çelik bir binadır. Binanın toplam yüksekliği 33.05 m'dir.

- Kat yükseklikleri aşağıdaki şekildedir:

Zemin kat : 3.80 m

Birinci kat : 4.45 m

İkinci ve sekizinci katlara kadar : 3.20 m

Dokuzuncu kat : 2.40 m

- Yapının bir kat alanı $72 \times 20 = 1440 \text{ m}^2$ 'dir.
- Yapıda hafifliği nedeniyle Ytong bölme duvarlar ve alçıpan asma tavan tercih edilmiştir.
- Yapı I. Derece Deprem Bölgesinde olup $A_0 = 0.40$ olarak alınmıştır.
- Yapı Z4 sınıfı zemin üzerinde bulunmaktadır. Z4 sınıfı zeminin karakteristik periyotları $T_A = 0.20 \text{ sn}$, $T_B = 0.90 \text{ sn}$ 'dir.

- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için;

Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_z = 250 \text{ kN/m}^2$

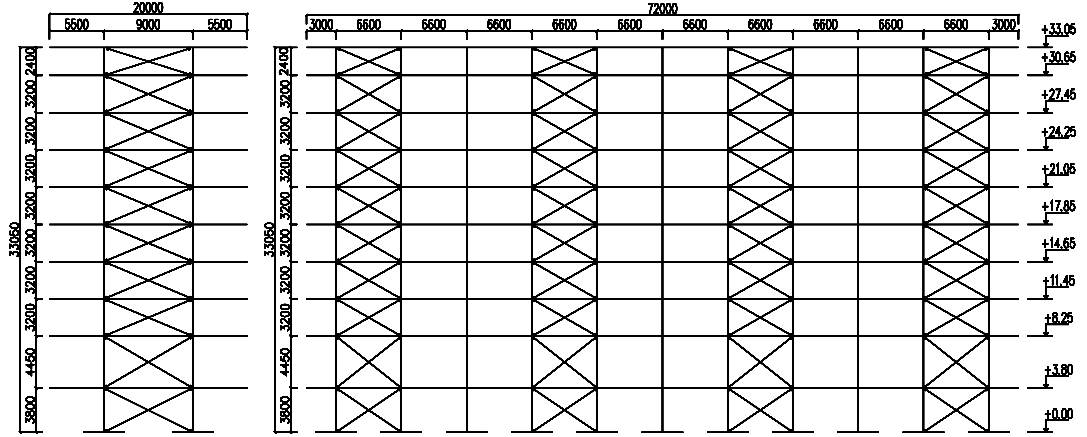
Düşey yatak katsayısı $k_v = 20000 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır.

- Yapının konut kullanım amacına hizmet edeceği düşünülerek,

Hareketli yük katılım katsayısı $n = 0.30$

Bina önem katsayısı $I = 1.0$ alınmıştır.

- Tüm yapısal çelik profilleri St 37 kalitesinde seçilmiştir. Kolon ile çerçeve kiriş bağlantısında kullanılan başlık levhaları, kolon taban levhaları ve ankraj profilleri St 52, geri kalan levhalar St 37 kalitesindedir.
- Döşemelerde BS 20, temellerde ise BS 30 kalitesinde beton kullanılmıştır.
- Döşemelerde BÇ IV kalitesinde hasır, temellerde ise BÇ III kalitesinde betonarme çeliği seçilmiştir.
- Deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılan kaynaklar tam penetrasyonlu kaynak, bulonlar ise 10.9 bulon sınıfında yüksek mukavemetli bulonlardır [1].
- Elektrot olarak AS B-255 kullanılmıştır. Bu elektrot, emniyet gerilmeleri TS3357'den alınarak yapılan hesaplara kıyasla daha büyük emniyete sahiptir.
- Taşıyıcı sistem süneklik düzeyi yüksek ve merkezi çelik çaprazlı perdeler seçilmiştir. Çaprazların sistemdeki yerleşimi Şekil 1.3'de verilmektedir.



Şekil 1.3: Merkezi Çelik Çaprazların Kısa ve Uzun Doğrultudaki Yerleşimleri

1.3 Hesap Yöntemleri ve Yapılan Kabuller

Yapının ön boyutlandırılması, statik hesabı ve kesin boyutlandırılmasında bilgisayar modelleri kullanılmıştır. Hazırlanan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk elemanlarla gösterilmiştir. Statik değerlerin elde edilmesinde SAP 2000 v.8.2.3 kullanılmıştır [11]. Kompozit elemanların tahkiklerinde elle hesap yöntemine gidilmiştir.

İkinci bölümde yapıya etkiyen yükler tanımlanmıştır. Yüklerin belirlenmesinde hangi yönetmeliklerden yararlanıldığı açıklanmıştır. Sabit ve hareketli yükler yapının kullanım amacı göz önünde bulundurularak TS 498'den alınmıştır [4].

Üçüncü bölümde yapı elemanlarının boyutlandırılmasına geçilmiştir. Yapı elemanlarının boyutlandırılması TS 648'e göre yapılmıştır [2]. Betonarme radye temel detaylandırılırken TS 500'e uygun çözüm üretilmiştir [3]. Önce kompozit döşeme ve kompozit kirişler Eurocode 4'e göre hesaplanmıştır [7]. Sistemdeki kolonlar ön boyutlandırıldıktan sonra deprem yüklerine göre yeniden hesaplanarak boyutlandırılmışlardır. Hesaplarda en elverişsiz deprem kuvvetleri etkisindeki halleri gösterilmiştir [1]. Konsol kirişlerde sehim şartlarına uyacak kesitler seçilmeye çalışılmıştır. Kullanılan kirişlerin seçilmesindeki ana etken, sehimlerin istenilen sınırlara çekilmesidir.

Yapının her iki yönünde de merkezi çaprazlar kullanılarak yapıyı deprem yüklerine karşı güçlendirme çalışması yapılmıştır. Çerçeve çaprazlarının ve eklerinin düzenlenmesinde sünekliği arttıracak önlemler alınmış ve bu tür düzenleme kurallarına uyulmuştur. Hesaplar eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılmıştır ve Deprem Yönetmeliği'ne [1] uygun olarak katlara gelen kesme kuvvetleri dikkate alınmıştır [1]. Piyasada kullanılan mevcut profillerin ihtiyacı karşılamamasından dolayı yapma dolu gövdeli kolon ve çaprazlar kullanılmıştır. Yapma dolu gövdeli elemanların gerekli tahkikleri yönetmelikler kapsamında yapılmıştır.

Temel tipi olarak radye temel seçilmiştir. Betonarme hesaplar TS 500'e [3] uygun olacak şekilde gerekli bütün tahkikler, Probina programı kullanılarak yapılmıştır.

Dördüncü bölüm kolon ve kirişlerin ekleri, kolon - kiriş birleşimleri ve çaprazların birleşim hesaplarını içermektedir. Deprem yönetmeliğinin [1] süneklik düzeyi yüksek sistemler için atamış olduğu birleşim şartlarına uyulmuş, kolon - kiriş birleşimi için yönetmelik kapsamındaki deneyleri yapılmış bağlantı tiplerinde yararlanılmıştır. Çerçeve elemanlarının birleşimlerinde, deprem yönetmeliğinin getirmiş olduğu kurallar doğrultusunda tam penetrasyonlu kaynak [5] ve yüksek mukavemetli bulon tipi [10] kullanılmış, deprem yüklerini aktarmayan tali ve konsol kirişlerde bu şartlara uyulmasına gerek görülmemiştir.

Beşinci bölümde betonarme ve çelik metraj sonuçları sunulmuş, bu metraj değerlerine göre bina ağırlığı belirlenmiştir.

Altıncı bölümde, yapılan çalışma ile ilgili değerlendirme ve sonuçlara değinilmiştir.

Çelik elemanların boyutlamasında kullanılan yükleme kombinasyonları aşağıda görülmektedir.

1. EY yüklemesi: Sadece esas yükler
2. EİY yüklemesi: Esas yükler ve ilave yükler

Deprem durumunda, DBYBHY Madde 4.2.3.5'e göre bu kombinasyonlara deprem yükleri eklenmiş, EİY yüklemesinde izin verilen %15 gerilme artırımını %33'e çıkarılmıştır [1].

Sisteme deprem yükleri yüklenirken asal eksenler doğrultusunda etki ettirilmiş, ayrıca depremlerin ortak etkisi altında en elverişsiz sonucu verecek şekilde kombinasyonlar da yapılmıştır [1]. Tahkiklerde DBYBHY Madde 4.2.4' göre gerekli görülen yerlerde arttırılmış deprem etkileri gözönüne alınmaktadır [1]. Burada kullanılan büyütme katsayısı, merkezi çelik çaprazlar kullanıldığından 2.0 olarak alınmıştır (Tablo 1.1). Kullanılan kombinasyonlar şu şekildedir:

$$\text{YÜK 1: } 1.0G + 1.0Q \pm (1.0T)$$

$$\text{YÜK 2: } 1.0G + 1.0Q \pm 1.0R \pm (1.0T)$$

$$\text{YÜK 3: } 1.0G + 1.0Q \pm 1.0E$$

$$\text{YÜK 4: } 0.9G \pm 1.0E$$

$$\text{YÜK 5: } 1.0G + 1.0Q \pm 2.0E$$

$$\text{YÜK 6: } 0.9G \pm 2.0E$$

$$\text{YÜK 7: } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{YÜK 8: } 1.4G + 1.6Q$$

Tablo 1.1: Büyütme Katsayıları [1]

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_0
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

Deprem yüklerinin ortak etkisi altında, E ;

$$E = \pm 1.0E_x \pm 0.30E_y$$

$$E = \pm 1.0E_y \pm 0.30E_x$$

Şeklinde dikkate alınmıştır [1].

Bu tez çalışmasında kullanılan yapısal çelik, beton çeliği ve beton ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir [2].

$$E = 210000000 \text{ kN/m}^2 \text{ (St 37 için)}$$

$$\sigma_a = 240000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 20000 \text{ kN/m}^2 \text{ (BS 20 için)}$$

$$f_{ctm} = 2200 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ctk} = 1600 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ck} = 30000 \text{ kN/m}^2 \text{ (BS 30 için)}$$

$$E_c = 28000000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 420000 \text{ kN/m}^2 \text{ (BÇ III için)}$$

$$f_{yd} = 365000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 580000 \text{ kN/m}^2 \text{ (BÇ IV için, hasır çelik)}$$

$$f_{yd} = 550000 \text{ kN/m}^2$$

1.4 Yapısal Düzensizliklerin İncelenmesi

1.4.1 Planda Düzensizlik Durumları

1.4.1.1 (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 Burulma Düzensizliği Katsayısı Denklem (1.1) ile hesaplanan η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumudur [1].

$$[\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{ort} > 1.2] \quad (1.1)$$

Merkezi çelik çaprazlı güçlendirmeye sahip taşıyıcı sistem için burulma düzensizliği Tablo 1.2’de verilmiştir.

Tablo 1.2: Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat No	H _i (m)	Yanal Deplasmanlar (cm)						Düzensizlik Oranı	
		$\Delta x_{\min}$	$\Delta x_{\max}$	Δx_{ort}	$\Delta y_{\min}$	$\Delta y_{\max}$	Δy_{ort}	η_{bx}	η_{by}
10	33.05	3.59	3.63	3.61	1.80	2.65	2.23	1.006	1.191
9	30.65	5.13	5.17	5.15	2.65	3.95	3.30	1.004	1.197
8	27.45	5.37	5.43	5.40	2.93	4.38	3.66	1.006	1.198
7	24.25	5.51	5.57	5.54	3.15	4.73	3.94	1.005	1.201
6	21.05	5.51	5.58	5.55	3.26	4.93	4.10	1.006	1.204
5	17,85	5.39	5.45	5.42	3.31	5.04	4.18	1.006	1.207
4	14,65	5.09	5.16	5.13	3.29	5.02	4.16	1.007	1.208
3	11,45	4.62	4.70	4.66	3.06	4.71	3.89	1.009	1.212
2	8,25	4.76	4.82	4.79	3.25	5.01	4.13	1.006	1.212
1	3,8	2.73	2.77	2.75	1.91	2.96	2.44	1.007	1.216

Bu tablodan açıkça görüldüğü gibi, gözönüne alınan bu yapıda 7. kata kadar (A1) Burulma Düzensizliği ortaya çıkmaktadır.

1.4.1.2 (A2) Döşeme Süreksizliği

DBYBHY’e göre herhangi bir kattaki döşemede;

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,

III – Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu,

Yapıda bu tür düzensizlik mevcut değildir.

1.4.1.3 (A3) Planda Çıkıntılar Bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultularındaki toplam plan boyutlarının %20’sinden daha büyük olması durumudur [1]. Yapının geometrik şekli incelendiğinde yapıda bu tür düzensizlik olmadığı görülmektedir.

1.4.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

1.4.2.1 (B1) Komşu Katlar Arasında Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

Çelik yapılar için geçerli olmadığı için incelenmemiştir.

1.4.2.2 (B2) Komşu Katlar Arasında Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat öteleme oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat öteleme oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı Denklem (1.2) ile hesaplanan η_{ki} 'nin 2.0'den büyük olması durumu [1].

$$\left[\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{ort} > 2.0 \right] \text{ veya } \left[\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort} > 2.0 \right] \quad (1.2)$$

Yumuşak kat kontrolleri, uzun (X) ve kısa (Y) doğrultular için Tablo 1.3'de verilmiştir.

Tablo 1.3: Rijitlik Düzensizliği Kontrolü

Kat No	H _i (m)	Görelî Kat Ötelemesi		Rijitlik Düzensizliği Oranı			
		($\Delta x_i / h_i$) _{ort}	($\Delta y_i / h_i$) _{ort}	$\eta_{kx} (i+1)$	$\eta_{kx} (i-1)$	$\eta_{ky} (i+1)$	$\eta_{ky} (i-1)$
10	33.05	0.0015	0.0009	-	0.935	-	0.899
9	30.65	0.0016	0.0010	1.070	0.954	1.112	0.903
8	27.45	0.0017	0.0011	1.049	0.975	1.108	0.928
7	24.25	0.0017	0.0012	1.026	0.999	1.078	0.962
6	21.05	0.0017	0.0013	1.001	1.023	1.039	0.981
5	17.85	0.0017	0.0013	0.977	1.058	1.020	1.005
4	14.65	0.0016	0.0013	0.946	1.100	0.995	1.069
3	11.45	0.0015	0.0012	0.909	1.353	0.935	1.308
2	8.25	0.0011	0.0009	0.739	1.487	0.764	1.448
1	3.8	0.0007	0.0006	0.672	-	0.690	-

Bu tablodan görüldüğü gibi, bu yapıda Rijitlik Düzensizliği bulunmamaktadır.

1.4.2.3 (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 [1].

Yapıda bu tür düzensizlik mevcut değildir.

2. YÜK ANALİZİ

2.1 Zati Yükler

Yapıda kullanılan kaplama, sıva, asma tavan ve bölme duvar yükleri aşağıda verilmiştir. Tüm katlarda 10.5 cm kalınlığında kompozit döşeme kullanılmıştır. Tahkiklerde SAP 2000 programında tanımlanan taşıyıcı sisteme, aşağıda belirtilen yükler girilerek statik sonuçlar elde edilmiştir.

Kaplama + Sıva.....	$0.05 \times 22 = 1.10 \text{ kN/m}^2$
Asma Tavan (Alçıpan).....	0.20 kN/m^2
Bölme Duvar (Ytong G2).....	<u>0.30 kN/m^2</u>
	$g = 1.60 \text{ kN/m}^2$

2.2 Kar Yüğü

Kar yüğü, TS 498'de [4] verildiğı üzere düştüğü yüzeyin yatayla olan açısına ve yapının bulunduğı yerin denizden yüksekliğine göre belirlenir. Kar yüğü için TS 498'de [4] 4 adet bölge tanımlanmıştır. Bu yapının denizden yüksekliği 200 m'den azdır ve yapı birinci bölgededir. Teras döşemesinde kar yüğü hareketli yük olarak dikkate alınmıştır.

$$P_{k0} = 75 \text{ kN/m}^2 \quad (P_{k0} : \text{Kar Yüğü Değeri})$$

2.3 Hareketli Yükler

Yapının kullanım amacı gözönünde bulundurularak katlara etkiyen hareketli yük seçimi yapılmıştır [4]. Yapı konut amaçlı kullanılacağı için aşağıda verilen değeri, ara katlarda hareketli yük olarak hesaplara dahil edilmiştir.

$$q = 2.0 \text{ kN/m}^2 \quad (q : \text{Hareketli Yüğü Değeri})$$

2.4 Rüzgar Yüğü

Yapıya gelen rüzgar yükünün belirlenmesinde TS 498'den [4] faydalanılmıştır. Rüzgar yükü, yapının yüksekliğine bağılı olarak değışen rüzgarın hızına göre belirlenmektedir. Yapının toplam yüksekliğı 33.05 m'dir.

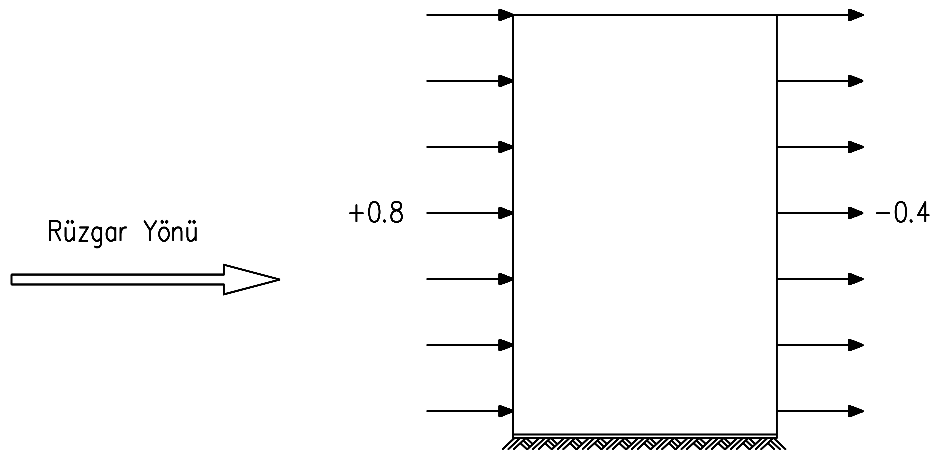
$$q_r = 0.5 \text{ kN/m}^2 \quad H < 8 \text{ m} \quad (q_r : \text{Rüzgar Yüğü Değıeri})$$

$$q_r = 0.8 \text{ kN/m}^2 \quad 8 < H < 20 \text{ m}$$

$$q_r = 1.1 \text{ kN/m}^2 \quad H > 20 \text{ m}$$

$$w = c_p \times q_r \quad (2.1)$$

Yapı yüzeyine etki eden rüzgar kuvveti Denklem (2.1)'e göre hesaplanır. Formölde kullanılan c_p rüzgar katsayısı Şekil 2.1'de gösterilmektedir [4].



Şekil 2.1: Rüzgar Yüğü Katsayıları

2.5 Deprem Yüğü

Yapının deprem yüğü hesabı tamamıyla yeni Deprem Yönetmeliğı kurallarına göre yapılmıştır [1]. Yapının deprem yüğü analizi ile ilgili tüm yapı ve zemin parametreleri, bu yöntemlerin ışığı altında değıerlendirilmiş ve yönetmeliğın uygun gördüğü değıerler hesaplarda kullanılmıştır. Yapı üç boyutlu olarak modellenmiş olup yatay yük analizinde eşdeğer deprem yüğü yöntemi kullanılmıştır. Deprem Yönetmeliğı'ne göre Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabileceğı binalar Tablo 2.1'da özetlenmiştir [1].

Tablo 2.1: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin Uygulanabileceğı Binalar [1]

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1,2	Her bir katta burulma düzensizliğı katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı binalar	$H_N \leq 25$ m
1,2	Her bir katta burulma düzensizliğı katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğın olmadığı binalar	$H_N \leq 40$ m
3,4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m

Bu şartlara göre, 33,05 m yüksekliğindeki bu yapının $\eta_{bi} \leq 2.0$ ve B2 düzensizliğı içermediğı için Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi uygulanabilmiştir [1].

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$, Denklem (2.2) ile verilmiştir [1]. A_0 , etkin yer ivesi katsayısı 1. deprem bölgesi için 0.40, I , bina önem katsayısı konut tipi yapılar için 1.0 alınmıştır [1].

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (2.2)$$

Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağılı olarak Denklem (2.3) ile bulunmuştur [1].

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

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

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T_B < T) \quad (2.3c)$$

Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , binanın üzerinde bulunduğı Z4 tipi zemin için $T_A = 0.20$ sn, $T_B = 0.90$ sn'dir [1].

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere, Denklem (2.2)'de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, (2.4) denklemlerinde tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı'na bölünecektir [1].

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

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

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R, deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte merkezi çaprazlı çelik perdeler tarafından taşındığı için 6 olarak alınmıştır [1].

Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan hesaplarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti), V_t , Denklem (2.5) ile bulunmuştur [1].

$$V_t = \frac{W A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 I W \quad (2.5)$$

Binanın birinci doğal titreşim periyodu T_1 , program modelinden bulunmuştur. Denklem (2.5)'de W , binanın deprem yüklerinin hesaplamasında kullanılacak toplam ağırlığıdır ve denklem (2.6) ile hesaplanır [1].

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

Denklem (2.6)'deki w_i kat ağırlıkları, Denklem (2.7) ile hesaplanmıştır [1].

$$w_i = g_i + nq_i \quad (2.7)$$

Denklem (2.7)'deki hareketli yük katılım katsayısı n , konut tipi yapılar için 0.30 alınmıştır [1].

Yapının hesaplanan toplam ağırlığı $W = 70341,05$ kN'dur. SAP 2000 v.8.2.3'den alınan, eşdeğer deprem yükü ile toplam taban kesmesinin hesaplamasında kullanılan yapının X ve Y doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyotları;

$$T_{1x} = 0.8258 \text{ sn. (1.Mod)}$$

$$T_{1y} = 0.7290 \text{ sn. (2.Mod) olduğu görülür.}$$

İki doğrultuda da $(T_A \leq T \leq T_B)$ olduğu için $S(T) = 2.5$ alınmıştır. Aynı şekilde $T_A < T$ olduğu için $R_a(T) = R$ alınmıştır. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R , DBYBHY Tablo 2.5'e göre süneklik düzeyi yüksek sistemlerde deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte merkezi çaprazlı çelik perdelerin taşıdığı kabul edilmiş ve $R = 6$ alınmıştır [1].

Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$, Denklem (2.2) ile hesaplanırsa;

$$A(T) = 0.40 \times 1 \times 2.5 = 1$$

Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü, V_t , Denklem (2.5) ile hesaplanırsa;

$$V_t = \frac{70341.05 \times 1}{6} = 11723.51 \text{ kN} > 0.10 \times 0.4 \times 1 \times 70341.05 = 2813.64 \text{ kN bulunur.}$$

Buradan hesaplanan taban kesme kuvveti, $V_t = 11723.51 \text{ kN}$ olarak hesaplarda gözönüne alınacaktır.

Taban kesme kuvvetinin katlara dağıtımında bina üst kotu $H > 25 \text{ m}$ olduğu için ek olarak hesaplanması gereken yatay tepe kuvveti Denklem (2.8) ile hesaplanır [1]. Denklemde N , kat numarasını temsil etmektedir.

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (2.8)$$

Buradan $\Delta F_N = 0.0075 \times 10 \times 11723.51 = 879.26 \text{ kN}$ bulunur.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına Denklem (2.9) ile dağıtılmıştır [1].

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (2.9)$$

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı bu binada, her katta iki yatay yer değiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız yer değiştirme bileşenleri olarak hesaplarda dikkate alınmıştır.

Her katta eşdeğer deprem yükleri, *ek dış merkezlik etkisi*'nin hesaba katılabilmesi amacı ile, gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun D_i 'i ve $\pm\%5$ 'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezlerine uygulanmıştır [1].

Binanın bir ve yedinci katları arasında **A1** türü düzensizlik bulunduğundan, $1.2 < \eta_{bi} \leq 2.0$ olmak koşulu ile, bu katlara uygulanan $\pm\%5$ ek dışmerkezlik, her iki deprem doğrultusu için Denklem (2.10)'da verilen D_i katsayısı ile çarpılarak büyütülmüştür [1].

$$D_i = \left(\frac{\eta_{bi}}{1.2} \right)^2 \quad (2.10)$$

Bahsedilen şartlara uygun olarak, V_i , taban kesme kuvvetinin katlara kütleleri oranında paylaştırılması Tablo 2.2'de gösterilmektedir.

Tablo 2.2: Yapıya Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükünün Katlara Dağılımı

Kat No	H _i (m)	W _i (kN)	W _i x H _i	W _i x H _i / $\sum(W_j \times H_j)$	F _i (kN)	V _i (kN)
10	33.05	5809,55	192006	0,1449	2450,90	-
9	30.65	7026,28	215355	0,1626	1762,77	2450,90
8	27.45	7066,53	193976	0,1464	1587,77	4213,67
7	24.25	7066,53	171363	0,1293	1402,67	5801,44
6	21.05	7093,35	149315	0,1127	1222,20	7204,11
5	17,85	7120,18	127095	0,0959	1040,32	8426,31
4	14,65	7120,18	104311	0,0787	853,82	9466,63
3	11,45	7162,79	82014	0,0619	671,31	10320,46
2	8,25	7386,08	60935	0,0460	498,78	10991,77
1	3,8	7489,58	28460	0,0215	232,96	11490,55
0	-	-	-	-	-	11723,51
$\sum$		70341,05	1324831	1	11723,51	

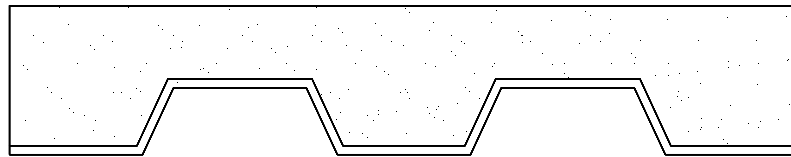
3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında elemanların taşıyıcı sistemdeki görevleri dikkate alınmıştır. Hesaplanan iç kuvvetlerin oluşturduğu kombinasyon değerlerine göre kompozit döşeme ve kompozit kirişler Eurocode 4'te [7] verilen, kolonların boyutlandırılmasında ise TS 648'de [2] verilen hesap yöntemleri kullanılarak çözülmüştür. TS kapsamında kompozit elemanlar ve hesapları olmadığı için, bu tür hesaplarda Eurocode 4'de verilen hesap yöntemleri tercih edilmiştir [7]. Her elemanın ekleri ve birleşim detayları elemanın boyutlandırılması sonrasında hesaplanmış ve kendi bölüm başlığı altında gösterilmiştir.

3.1 Kompozit Döşemelerin Boyutlandırılması

Beton, donatı ve çelik sacın birlikte çalışması ile oluşturulan kompozit döşemeler betonarme döşemelere kıyasla birçok yapısal ve ekonomik avantajlara sahiptir [8]. Kompozit döşemeyi oluşturan çelik sac, inşaat sürecinde işçiler ve malzeme için platform görevi üstlenirken, ıslak beton için ise kalıp görevinde çalışır [8]. Betonun sertleşmesi ve yeterli dayanımı kazanmasından sonra eğilmenin çekme bileşeninin tamamını veya bir kısmını taşır [8]. Kompozit döşemeyi oluşturan diğer eleman olan beton ise, eğilmenin basınç bileşenini ve kayma kuvvetlerini taşır, yangın ve ses izolasyonu sağlar [8].

Beraber çalışmayı sağlamak için, beton ile çelik sac arasındaki aderansın yeterli olması gerekir [8]. Çelik sac ile beton arasındaki aderansın yetersiz olduğu durumlarda aderans artırıcı önlemler alınmalıdır. Yapılan hesaplarda döşeme için aderansın yeterli olduğu görülmüştür.



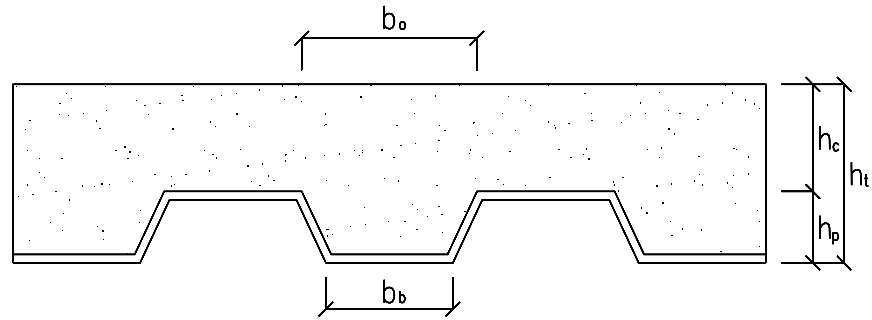
Şekil 3.1: Kompozit Döşemede Beton - Çelik Bağlantı Tipi

Beton plak bir miktar hasır donatı ile güçlendirilmiştir. Hasır donatı konulmasının amacı yükün homojen dağıtılması sağlamak ve çatlakları en aza indirmektir [8].

Kompozit döşeme ve çelik sacın her ikisi de her doğrultuda aynı geometriye sahip değildir [8]. Bundan dolayı iki doğrultuda tasarım karmaşık ve güçtür [8]. Hesapları basitleştirmek için, tasarım yöntemleri sadece çelik sac olukları boyunca, yani boyuna eksen doğrultusunda eğilme ve kayma dayanımını gözönüne alır [8].

3.1.1 Konstrüktif Kurallar

Boyutlandırılması yapılan kompozit döşemenin derinliği, h_t , 80 mm ile 250 mm arasında değişmektedir [8]. Kullanılan profillenmiş çelik sacın kalınlığı ise 0.75 mm ile 1.5 mm arasında seçilir [8]. Çelik sacın olukları üstündeki beton kalınlığı, h_c , 40 mm'den fazla olması istenmektedir [8]. Eğer kompozit döşeme, bir çelik kiriş ile birlikte çalışıp yatay yükleri de taşıma görevi üstleniyorsa, toplam derinliğin minimum 90 mm ve sac üstündeki beton kalınlığının minimum 50 mm alınması tavsiye edilmektedir [8]. Profillenmiş çelik sacın derinliği h_p , 38 mm ile 80 mm arasında değişebilmektedir [8].



Şekil 3.2: Sac Profil ve Plâğın Boyutları

Çelik sac için piyasada kullanılan mevcut sac profilleri tercih edilmiş ve profil olarak Hi Bond 55/1 sınıfı çelik sac kullanılmıştır [8]. Hesaplarda bahsi geçen şartların sağlandığı belirtilmiştir.

Çatlakları en aza indirmek için ve rötre etkisinden dolayı, kompozit döşemelerin boyuna ve enine doğrultuda tüm alanına minimum donatı yerleştirilmelidir [8]. Donatının minimum alanı her iki doğrultuda beton enkesitin %0.2'si olarak alınır [8]. Yapılan boyutlandırmada kompozit döşemede hasır donatı kullanılmıştır [8].

3.1.2 Kesit Zorlarının Belirlenmesi

Kesit zorlarının belirlenmesi için iki çalışma süreci ele alınmıştır [8].

3.1.2.1 Çelik Sacın İnşaat Süreci

Profillenmiş çelik sacın ıslak beton için kalıp olarak kullanıldığı evredir [8]. Bu evrede çelik sacın emniyetinin ve kullanılabilirliğinin kontrolü yapılmıştır [8]. Profillenmiş çelik sacın tasarımında aşağıdaki yükler gözönüne alınmıştır [8]:

- Çelik sacın kendi ağırlığı
- Islak beton ağırlığı
- Gölleme etkisi (beton derinliğinin çelik sacın sehiminden dolayı artması)
- İnşaat sırasındaki yükler
- Geçici depolama yükleri

İnşaat sürecindeki işçilerin ağırlığı veya beton dökümü sırasında oluşan yüklerin dahil edildiği hareketli yük değeri, maksimum eğilme momenti ve kayma kuvveti oluşturacak şekilde, açıklık ortasında ve mesnetler üzerinde, $3\text{m} \times 3\text{m}$ 'lik alanda 1.5 kN/m^2 , geri kalan alanda ise 0.75 kN/m^2 alınmıştır [8].

Islak beton ve kendi ağırlığı altında oluşan çelik sacın sehimini $\delta < L/250$ ve 20 mm ise, hesaplarda gölleme etkisiyle oluşacak yük ihmal edilebilir [8]. Sınır değerden herhangi biri aşılyorsa, gölleme etkisi 0.7δ kalınlığına eşit beton ağırlığı kadar mevcut beton ağırlığına ilave edilerek hesaba dahil edilmelidir [8].

3.1.2.2 Kompozit Çalışma Süreci

Betonun ile profillenmiş çelik sacın kompozit olarak çalıştıkları ve bütün işletme yüklerini taşıdıkları süreçtir. Bu süreçte aşağıdaki yükler gözönüne alınmıştır [8]:

- Döşeme ağırlığı
- Sıva ve kaplama ağırlığı
- Hareketli yükler

Hareketli yük olarak TS 498'de belirlenen yükler kullanılmıştır [4].

3.1.3 Enkesit Tasarımında Genel İlke ve Yöntemler

Kompozit döşemelerin tasarımında, beton ve çeliğin gerçek davranışına dayanan “*Sınır Durumlar Yöntemi*” kullanılmıştır [8]. Taşıma gücü prensiplerine dayanan bu yöntemde tahkikler iki sınır durum için yapılmaktadır [8]:

a) Taşıma sınır durumu

b) Kullanma sınır durumu

Taşıma sınır durumunda, inşaat sürecinde çelik sacın dayanımı veya kompozit çalışma sürecinde döşemenin dayanımının, mevcut yüklerin meydana getirdiği iç kuvvetlere karşı yeterli olması incelenir [8].

Kullanma sınır durumunda ise, titreşim, aşırı deformasyon, betonda çatlakların genişlemesi gibi yapının kullanılabilirliğini kaybetmemesi veya kullanımda aşırı rahatsızlıkların ortaya çıkmaması için belirlenmiş olan sınırların tahkik edilmesini kapsar.[8].

Kompozit döşeme tasarım kuralları Avrupa Birliği yönetmeliklerine göre ele alındığından, hesaplarda gözönüne alınacak yükler ve güvenlik katsayıları da bu yönetmeliklere bağlı kalınarak belirlenmiştir [7]. Özellikle betonun dayanımının çok fazla sayıda koşuldan etkilenmesinden ve sünme, rötire ve çatlama gibi özellikleri gözönüne alındığında, yüksek malzeme katsayıları kullanımına gidilmiştir [8].

Yapılan hesaplar ve tasarım, inşaat süreci ve kompozit çalışma süreci için ayrı ayrı ele alınmış ve sınır durumlar yöntemi iki süreçte de tahkik edilmiştir.

3.1.3.1 İnşaat Sürecince Tasarım

İnşaat sürecinde tasarımda, çelik sacın ıslak betonun dökülmesi sırasında meydana gelen yükler altında, taşıma ve kullanma sınır durumlarını sağlaması için gerekli tahkikleri içermektedir [8]. Döşeme üzerinde oluşan iç kuvvetler SAP 2000 programından sürekli döşeme hesabı ile elde edilmiştir [11].

İnce cidarlı çelik sacların genişliklerinin kalınlıklarına oranla daha büyük olmasından dolayı, eğilme momenti veya basınç gerilmelerinin etkisi altında oluşan gerilme değerinin, bu elemanların akma gerilmesine ulaşmadan önce yerel burkulmasına neden olabileceği düşünülerek, bu süreçte elastik analiz yönteminin kullanılması uygun görülür [8].

a) Taşıma sınır durumunda yapılan kontroller [8]:

Mesnet ve açıklıkta moment kontrolü;

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (3.1)$$

Kenar ve ara mesnetlerde kesme kuvveti kontrolü;

$$R_{Sd} \leq R_{Rd} \quad (3.2)$$

Eğilme momenti ve kesme kuvveti etkileşimi kontrolü;

$$\left(\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} \leq 0.25 \right) \quad \text{ise} \quad \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (3.3a)$$

$$\left(0.25 \leq \frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} \leq 1 \right) \quad \text{ise} \quad \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} \right)^2 \leq 1.25 \quad (3.3b)$$

Bu ifadelerde,

M_{Sd} : tasarım yüklerinden bulunan açıklık veya mesnet momenti,

R_{Sd} : tasarım yüklerinden bulunan kenar veya ara mesnet tepkisi,

M_{Rd} : açıklık veya mesnet tasarım eğilme momenti dayanımı,

R_{Rd} : kenar veya ara mesnet tasarım kesme kuvvet dayanımıdır.

Eğilme ve kesme dayanımları kullanılan çelik sac profilinin sahip olduğu dayanımların emniyet katsayısına bölünmesi ile bulunmaktadır [8].

b) Kullanma sınır durumunda yapılan kontroller [8]:

Çelik sac sehim kontrolü;

$$\delta_{ser} \leq L/180 \text{ veya } 20 \text{ mm} \quad (3.4)$$

Göllenme etkisi kontrolü;

$$\delta_{ser} \leq L/250 \text{ veya } 20 \text{ mm} \quad (3.5)$$

Çelik sac ara desteksiz ve sürekli olarak mesnetlendiğinden iç mesnetlerde mesnet reaksiyonunun ve eğilme momentinin karakteristik kombinasyonunun plastik mafsalları oluşturmaması için aşağıdaki kontroller yapılmıştır [8].

$$M_{ser} \leq 0.9M_{Rd} \quad (3.6)$$

$$R_{Ser} \leq 0.9R_{Rd} \quad (3.7)$$

$$R_{Ser}/(0.9R_{Rd}) \leq 0.25 \quad \text{ise} \quad M_{ser}/(0.9M_{Rd}) \leq 1 \quad (3.8)$$

$$0.25 \leq R_{Ser}/(0.9R_{Rd}) \leq 1 \quad \text{ise} \quad \left(\frac{M_{ser}}{0.9M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{R_{Ser}}{0.9R_{Rd}} \right) \leq 1.25 \quad (3.9)$$

Formüllerde,

M_{ser} , R_{Ser} : Yük arttırma faktörleri ile arttırılmamış ($\gamma_G = \gamma_Q = 1$) konstrüksiyon yüklerinden dolayı eğilme momenti ve mesnet tepkisi [8],

M_{Rd} , R_{Rd} : Kullanma sınır durumu ($\gamma_M = 1$) için tasarım eğilme momenti ve mesnet tepkisi dayanımıdır [8].

3.1.3.2 Kompozit Çalışma Sürecinde Tasarım

Islak betonun gerekli mukavemeti kazanıp çelik sac ile kompozit olarak çalıştığı süreçtir [8]. Çelik sac enkesitinin, betonun ve donatının kompozit çalışma evresindeki tahkiklerini içerir [8]. Hesaplarda betonun çatlamış ve çatlamamış atalet momentlerinin ortalaması kullanılarak kullanma sınır durumları incelenmiştir [8].

Enkesit tasarımı plastik hesaba göre, dikdörtgen gerilme diyagramları kabulü ile yapılmıştır [8]. Pozitif ve negatif moment bölgeleri için farklı diyagram kabulleri uygulanmıştır [8]. Bu diyagramlardan kompozit döşemenin eğilme dayanımları elde edilmiş ve iç kuvvetlerle kıyaslama yoluna gidilmiştir [8].

Betonun, çeşitli koşullardan (sıkıştırma, hava şartları, agrega kalitesi vs.) etkilendiği gözönüne alındığında, istenilenden daha düşük dayanımla karşılaşma ihtimali yüksektir [8]. Sünme, rötre ve çatlama gibi özellikler gözönüne alınarak beton için daha büyük malzeme katsayıları kullanılır [8]. Sünme ve rötre etkileri bu katsayılar kullanılarak dikkate alınmış, bu etkiler için ayrıca hesap yapılmamıştır [8].

a) Pozitif moment bölgesinde eğilme dayanımı kontrolü:

Pozitif moment bölgesi için yapılan hesaplarda genellikle sık karşılaşılan durum, kompozit döşemenin plastik tarafsız ekseninin, çelik sac kesitinin üzerindeki beton plağın içinde kalmasıdır [8]. Bu durumunda kompozit döşeme enkesiti için Denklem (3.10) kullanılır ve bu durumun doğruluğu incelenir [8].

$$\frac{A_p \times f_{yp}}{\gamma_p} \leq \frac{0.85 f_{ck} \times b}{\gamma_c} \quad (3.10)$$

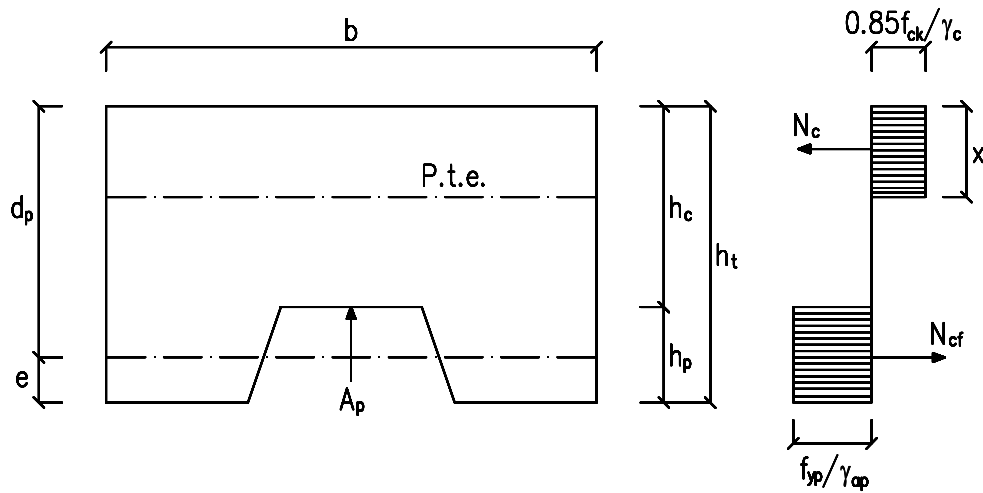
Bu şartın sağlanması durumunda, başta kabul edildiği gibi plastik tarafsız eksenin beton plağın içinde kaldığı doğrulanır ve çelik sacın taşıyabileceği eğilmenin çekme bileşeni,

$$N_{cf} = A_p \times f_{yp} / \gamma_{ap} \quad (3.11)$$

olmak üzere, beton gerilme derinliği, denge denkleminde ($N_c = N_{cf}$);

$$x = \frac{N_{cf}}{0.85 f_{ck} \times b / \gamma_c} \quad (3.12)$$

olarak hesaplanır (Şekil 3.3) [8].



Şekil 3.3: Pozitif Moment Bölgesinde Gerilme Dağılımı [8]

Şekil 3.3’de görülen $x < h_c$ durumda, gerilme dağılımı kabulü dikkate alınarak kompozit döşemenin enkesit eğilme dayanımı Denklem (3.13) ile hesaplanır [8].

$$M_{p.Rd}^+ = N_{cf} (d_p - 0.5x) \quad (3.13)$$

Formüllerde,

A_p : çelik sacın çekmede enkesit alanı,

f_{yp} : çelik sacın akma dayanımı,

γ_{ap} : çelik sac için malzeme güvenlik katsayısı,

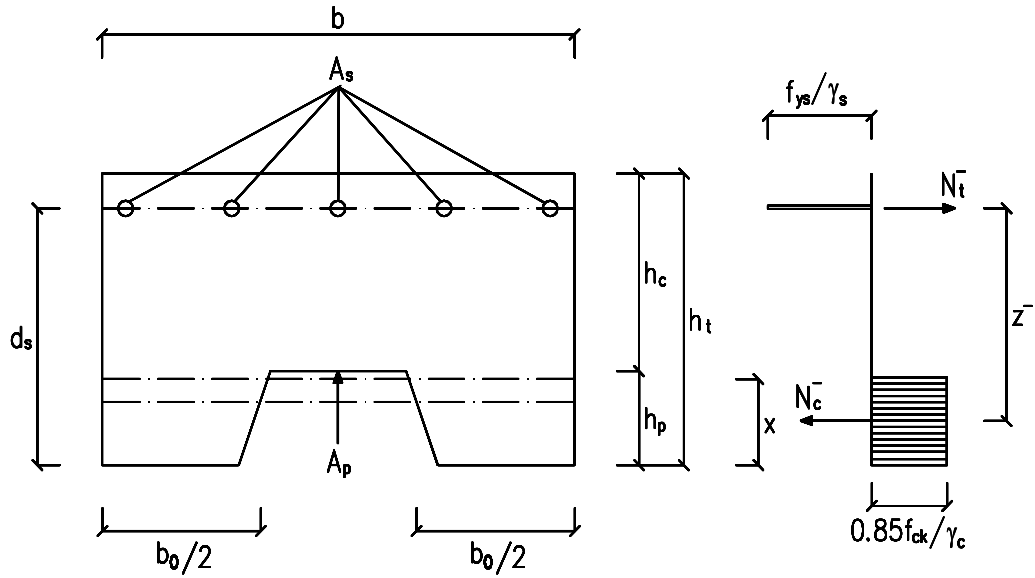
d_p : etkili çelik sac alanı tarafsız ekseninin döşeme üst kotuna uzaklığı,

f_{ck} : beton karakteristik basınç dayanımı,

γ_c : beton için malzeme güvenlik katsayısıdır [8].

b) Negatif moment bölgesinde eğilme dayanımı kontrolü:

Negatif moment bölgesi için yapılan hesaplarda ise, çelik sacın katkısı hesap kolaylığı için ihmal edilir ve Şekil 3.4’de görülen gerilme dağılımı kabulü gözönüne alınarak kompozit döşemenin enkesit eğilme dayanımı hesaplanır [8].



Şekil 3.4: Negatif Moment Bölgesinde Gerilme Dağılımı [8]

Mesnette donatının akmasıyla tasarım için negatif eğilme dayanımı verilmektedir [8].

$$M_{p.Rd}^- = A_s \times f_{ys} \times z^- / \gamma_s \quad (3.14)$$

A_s : donatı alanı.

f_{ys} : donatının akma dayanımı.

γ_s : donatı için malzeme güvenlik katsayısı.

z^- : N_c^- ve N_t^- iç kuvvetleri için moment koludur ve bu kuvvetlerin gözönüne alındığı Denklem (3.15) ile gösterilen denge şartından belirlenir [8].

$$N_c^- = b_c \times x \times 0.85 f_{ck} / \gamma_c = A_s \times f_{ys} / \gamma_s = N_t^- \quad (3.15)$$

$$x = \frac{A_s \times f_{ys} / \gamma_s}{b_c \times 0.85 f_{ck} / \gamma_c} \quad (3.16)$$

$$z^- = d_s - x / 2 \quad (3.17)$$

Burada,

b_c : basınç beton genişliği (basitlik için 1m'deki beton oluklarının ortalama genişliği alınmıştır, $b_c = \sum b_o$)

d_s : donatının çelik sac alt kenarına uzaklığıdır [8].

Seçilen kompozit kesitin tasarım eğilme dayanımı, negatif moment bölgesi için belirlendikten sonra, aşağıda verilen kontrol yapılır [8]:

$$M_{sd}^- \leq M_{p.Rd}^- \quad (3.18)$$

M_{sd}^- : tasarım negatif eğilme momenti değeridir.

$M_{p.Rd}^-$: tasarım negatif eğilme momenti dayanımıdır.

c) Kesme dayanımı kontrolü:

Kesme dayanımının tahkikinde genellikle sac ihmal edilerek sadece beton katkısı gözönüne alınır [8].

Tasarım kesme dayanımı, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır [8].

$$V_{v.Rd} = b_0 \times d \times \tau_c \quad (3.19)$$

$$\tau_c = \tau_{Rd} \times k_1 \times k_2 \quad (3.20)$$

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctk} / \gamma_c \quad (3.21)$$

$$k_1 = (1.6 - d) \geq 1.0 \quad (3.22)$$

$$k_2 = 1.2 + 40\rho \quad (3.23)$$

$$\rho = A / (b_c \times d) \quad (3.24)$$

Formüllerde,

b_c : birim genişlikte içi beton dolu olukların ortalama genişliği (bkz. Şekil 3.2),

$d = d_p$: pozitif eğilme bölgesinde etkili çelik sac alanının tarafsız ekseninin döşeme üstüne uzaklığı,

$d = d_s$: negatif eğilme bölgesinde donatının ağırlık merkezinin döşeme altına uzaklığı,

$A = A_p$: pozitif moment bölgesinde çelik sac alanı,

$A = A_s$: negatif moment bölgesinde donatı alanı,

f_{ctk} : karakteristik beton çekme dayanımıdır [8].

Formüllerde pozitif ve negatif moment bölgesi için $A = A_p$ veya $A = A_s$, $d = d_p$ veya $d = d_s$ olarak değişmektedir. Donatı veya çelik sac oranını ρ hesaplandıktan sonra k_1 ve k_2 faktörleri hesaplanır. Döşeme kalınlığının artması durumunda k_1 faktörü beton döşemenin kayma dayanımını azaltır [8]. Tahkiklerde alınan bu faktör 1.3 ve 1.5 arasındadır [8]. Hesapta kullanılan d 'nin birimi metre alınır [8].

Kompozit döşemenin yaklaşık sınır kayma gerilmesi τ_c hesaplanırken kullanılan τ_{Rd} , donatısız betonun kayma dayanımıdır ve Denklem (3.21) ile hesaplanır [8]. Tasarım kesme kuvveti V_{sd} , Denklem (3.25) ile elde edilir [8].

$$V_{sd} = \frac{P_{sd} \times L}{2} \quad (3.25)$$

d) Boyuna kayma dayanımı:

Kompozit döşemelerde kontrol edilmesi gereken bir başka konu da, boyuna kayma dayanımıdır. Boyuna kayma dayanımı çelik sac ve beton arasındaki doğal aderansa bağlıdır [8]. Aderansın yetmediği durumlarda çelik sac yüzeyinde oluşturulan çıkıntılarla, ilave donatı veya açıklık uçlarına yerleştirilen bağlantı araçlarıyla kayma dayanımı sağlanır [8]. Bağlantıların dayanımı sadece testlerle belirlenebilmektedir ve bu dayanımlara bağlı olan kompozit döşemenin boyuna kayma göçmesi dayanımını hesaplamak için m & k tasarım metodu kullanılmıştır [8]. Yapılan hesaplarda işlem kolaylığı açısından basit kiriş yaklaşımı yapılmış ve güvenli tarafta kalınmıştır.

Boyuna kayma dayanımının hesaplanmasında, m & k yöntemi ile yapılan hesaplarda gerçek ölçekli kompozit döşeme testlerine göre elde edilmiş olan m ve k faktörleri kullanılır [8]. Kompozit döşemenin b genişliği için boyuna kayma dayanımı $V_{l.Rd}$, Denklem (3.26)'e göre hesaplanmaktadır [8]. (bkz. Şekil 3.3)

$$V_{l.Rd} = b \times d_p \left[\left(m \times A_p / b \times L_s \right) + k \right] / \gamma_{vs} \quad (3.26)$$

Formülde,

L_s : kayma açıklığı (üniform yayılı yük için $L/4$), mm

γ_{vs} : genellikle 1.25 olarak alınan bir katsayıdır [8].

e) Kullanma sınır durumu tahkikleri:

Kullanma sınır durumu hesaplarında, betonun çatlaması, sehim, uç kayması, titreşim gibi döşemenin kullanımına yönelik incelemeler yapılmaktadır [8]. Hesaplarda sürekli döşeme hesabı yapılabilmek için betonun çatlamış ve çatlamamış kesit atalet momentlerinin ortalaması kullanılmıştır [8].

Elastisite modülleri oranı, n , uzun süreli yüklemelerin etkisini hesaba katmak için kompozit yapılarda $2 \times [E_p / (E_c)]$ alınmaktadır [7, 8]. Burada E_p , çelik sacın, E_c ise betonun elastisite modülünü temsil etmektedir. Hesaplarda $n = 15$ alınmıştır [7].

Çatlamış kesit için elastik tarafsız eksenin yeri ve atalet momenti, (bkz. Şekil 3.3)

$$x = \frac{n A_p}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b d_p}{n A_p}} - 1 \right] \quad (3.27)$$

$$I_{vc} = \frac{b x^3}{3n} + A_p (d_p - x)^2 + I_{ap} \quad (3.28)$$

formülleri ile belirlenirler [8].

Çatlamamış kesit için elastik tarafsız eksenin yeri ve atalet momenti, (bkz. Şekil 3.3)

$$x_u = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_c h_p d_p + n A_p d_p}{b h_c + b_c h_p + n A_p} \quad (3.29)$$

$$I_{vu} = \frac{b h_c^3}{12n} + \frac{b h_c}{n} \left(x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_c h_p^3}{12n} + \frac{b_c h_p}{n} \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p (d_p - x_u)^2 + I_{ap} \quad (3.30)$$

formülleri ile belirlenir [8].

Eğer kompozit döşemenin narinliği Eurocode 2’de [6] verilen sınır değerleri aşmıyorsa, sehim kontrolü gerekli değildir [8].

$$\frac{L}{d_p} \leq 32 \quad (3.31)$$

Denklem (3.31)’de verilen sınır aşıyorsa, izleyen kontroller yapılmalıdır [8].

$$\delta_{\max} = \delta_{v,g} + \delta_{v,q} \leq L/250 \quad (3.32)$$

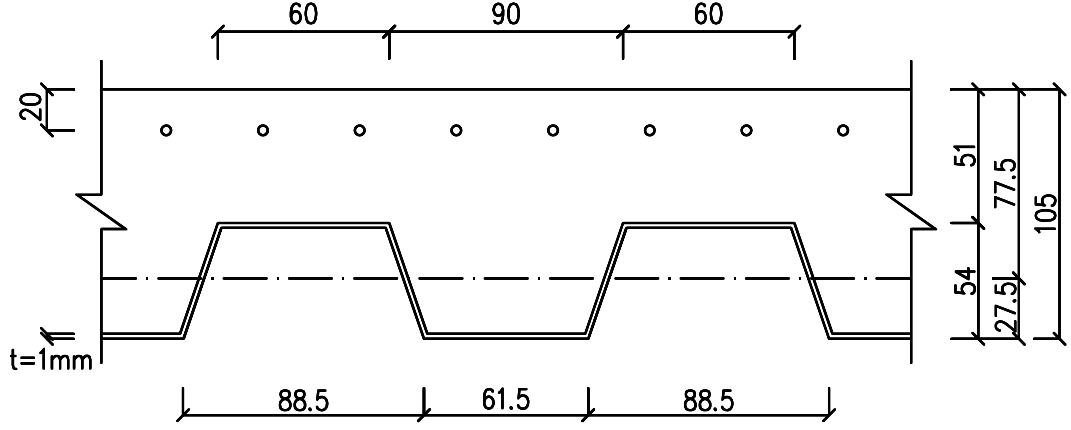
$$\delta_2 = \delta_{v,q} \leq L/300 \quad (3.33)$$

3.1.4 Hesaplar

Yapının kompozit döşemeleri Şekil 3.6’da gösterildiği gibi boyutlandırılmıştır. Çelik sac profili olarak Avrupa profil tablolarından alınmış olan profili, beton donatısı olarak da BÇ IV kalitesinde hasır çelik tercih edilmiştir.

Hi Bond 55/1 sınıfı çelik sac malzeme özellikleri aşağıdaki gibidir:

$$\begin{array}{lll} f_{yp} = 320 \text{ N/mm}^2 & I_{ap} = 0.72 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m} & A_p = 1482 \text{ mm}^2 \\ g_{ap} = 0.12 \text{ kN/m}^2 & m = 86 & k = 0.069 \\ \tau_{u,Rd} = 68.4 \text{ kN/m}^2 & & \\ M_{p,ap}^+ = 7.41 \text{ kN.m/m} & M_{p,ap}^- = -7.48 \text{ kN.m/m} & R_{ap} = 68.1 \text{ kN/m} \end{array}$$



Şekil 3.5: Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti

$$t = 1 \text{ mm} > t_{\min} = 0.75 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

$$h_c = 51 \text{ mm} > h_{c,\min} = 50 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

$$h_p = 54 \text{ mm} > h_{p,\min} = 38 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

$$h_t = 105 \text{ mm} > h_{t,\min} = 90 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

Yukarıda seçilen boyutlar konstrüktif olarak belirlenen min. sınır değerleri sağlamaktadır [8]. (bkz. Böl. 3.1.1.)

- İnşaat sürecinde hesap: (bkz. Böl. 3.1.3.1.)

Yükler :

$$\text{Çelik sac ağırlığı} : g_{ap} = 0.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beton ağırlığı} : g_c = (1 \times 0.051 + \frac{1}{0.15} \times \frac{(0.0615 + 0.090)}{2} \times 0.054) \times 1 \times 25 = 1.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Konstrüksiyon yükleri} : q_{m1} = 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad q_{m2} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

Taşıma sınır durumu tahkikleri: (bkz. Böl. 3.1.3.1. (a) şıkkı)

$$M_{Sd}^+ = 3.93 \text{ kN.m/m}, \quad M_{Sd}^- = 5.91 \text{ kN.m/m}, \quad R_{Sd} = 21.08 \text{ kN /m'dir.}$$

Çelik sac güvenlik katsayısı ise $\gamma_{ap} = 1.1$ alınmıştır [8].

$$M_{p.ap.Rd}^+ = 7.41/1.1 = 6.74 \text{ kN.m/m} \geq M_{Sd}^+ = 3.93 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{p.ap.Rd}^- = 7.48/1.1 = 6.80 \text{ kN.m/m} \geq M_{Sd}^- = 5.91 \text{ kN.m/m}$$

$$R_{Rd} = 68.1/1.1 = 61.9 \text{ kN/m} \geq R_{Sd} = 21.08 \text{ kN.m/m}$$

$$\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} = \frac{21.08}{61.90} = 0.34 > 0.25 \text{ olduğu için,}$$

$$\left(3.93/6.74\right)^2 + (0.34)^2 = 0.46 < 1.25 \quad \left(5.91/6.80\right)^2 + (0.34)^2 = 0.87 < 1.25$$

Kullanma sınır durumu tahkikleri: (bkz. Böl. 3.1.3.1. (b) şıkkı)

$$M_{Ser} = 1.74 \text{ kN.m/m}, \quad R_{Sd} = 2.82 \text{ kN /m'dir.}$$

Plastik mafsall oluşmaması için aşağıdaki tahkikler yapılmıştır.

$$0.90M_{Rd} = 0.90/6.74 = 6.07 \text{ kN.m/m} \geq M_{Ser} = 1.74 \text{ kN.m/m}$$

$$0.90R_{Rd} = 0.90/61.90 = 55.71 \text{ kN/m} \geq R_{Sd} = 2.82 \text{ kN /m}$$

Kompozit döşemenin inşaat sürecindeki sehim: (bkz. Böl. 3.1.3.1.(b) şıkkı)

$$\delta_{ser} = \frac{(2.65g_{ap} + 3.4g_c)L^4}{384EI_{ap}} = \frac{(2.65 \times 0.12 + 3.4 \times 1.96) \times 3000^4}{384 \times 210000 \times 72 \times 10^4} = 9.74 \text{ mm}$$

$$\delta_{ser} = 9.74 < \delta_s = \frac{3000}{250} = 12 < \delta_s = \frac{3000}{180} = 16.67 < 20 \text{ mm}$$

Çelik sacın sehim, Denklem (3.4) ve (3.5)'e göre yapılan hesaplarda, sınır değerden düşük olduğundan dolayı, beton derinliğinin artmadığı yani döşemede göllenme etkisinin oluşmadığı görülmektedir. Bu nedenle hesaplarda dikkate alınmamıştır.

- Kompozit çalışma sürecinde hesap: (bkz. Böl. 3.1.3.2.)

Yükler:

$$\text{Döşeme ağırlığı} : g_1 = 2.08 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kaplama, sıva, asma tavan, duvar} : g_2 = 1.60 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hareketli yük} : q = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Taşıma sınır durumu tahkikleri:

$$P_{sd} = [1.35 \times (2.08 + 1.60) + 1.5 \times 2] \times 1 = 7.98 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd}^+ = \frac{7.98 \times 3^2}{8} = 9 \text{ kN.m/m}, \quad M_{sd}^- = 6.48 \text{ kN.m/m},$$

Pozitif moment bölgesinde tarafsız eksenini yeri, (bkz. Böl. 3.1.3.2. (a) şıkkı, Denklem (3.11) ve (3.12))

$$x = \frac{1482 \times 320 / 1.1}{1000 \times 0.85 \times 20 / 1.5} = 38.04 \text{ mm} < h_c = 51 \text{ mm}$$

olduğundan plastik tarafsız eksen beton plağı içindedir.

Denklem (3.10) ve (3.12)'ye göre yapılan hesaplara göre;

$$M_{p.Rd}^+ = \frac{1482 \times 320 \times (77.5 - 38.04 / 2)}{1.1 \times 10^6} = 25.21 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{p.Rd}^+ = 25.21 \text{ kN.m/m} > M_{sd}^+ = 9 \text{ kN.m/m} \quad (\text{uygun})$$

Negatif moment bölgesinde tarafsız eksenini yeri; (bkz. Böl. 3.1.3.2. (b) şıkkı)

Hasır donatı olarak, $\phi 6/150$ seçilirse $A_s = 188 \text{ mm}^2/\text{m}$ alınır.

Denklem (3.14), (3.15), (3.16) ve (3.17)'ye göre yapılan hesaplara şu şekildedir;

$$x = \frac{188 \times 550 / 1.15}{1000 \times 0.85 \times 20 / 1.5} = 7.93 \text{ mm} \quad z^- = 85 - 7.93 / 2 = 81.04 \text{ mm}$$

$$M_{p.Rd}^- = \frac{188 \times 550 \times 81.04}{1.15 \times 10^6} = 7.29 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{p.Rd}^- = 7.29 \text{ kN.m/m} > M_{sd}^- = 6.48 \text{ kN.m/m} \quad (\text{uygun})$$

Kesme kuvveti dayanımı: (bkz. Böl. 3.1.3.2. (c) şıkkı)

Denklem (3.21) ve (3.25)'e göre yapılan hesaplar aşağıda verilmiştir.

$$V_{sd} = \frac{7.98 \times 3}{2} = 11.97 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{Rd} = 0.25 \times 1.6 / 1.5 = 0.27 \text{ N/mm}^2$$

$$b_c = \frac{1000}{150} \times \left(\frac{90 + 61.5}{2} \right) = 505 \text{ mm}$$

Pozitif moment bölgesi için kesme kuvveti hesabı; (Denklem (3.24))

$$\rho = \frac{1482}{505 \times 77.5} = 0.038 > 0.02$$

Çelik sac oranının 0.02 değerinden büyük çıkması halinde hesaplarda 0.02 değeri kullanılmıştır. Aşağıdaki hesaplar Denklem (3.19), (3.20), (3.22) ve (3.23) kullanılarak yapılmıştır.

$$k_1 = (1.6 - 0.0775) = 1.52 > 1$$

$$k_2 = 1.2 + 40 \times 0.02 = 2$$

$$\tau_c = 0.27 \times 1.52 \times 2 = 0.82 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{v.Rd} = \frac{505 \times 77.5 \times 0.82}{10^3} = 32.09 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 11.97 \text{ kN/m} \quad (\text{uygun})$$

Negatif moment bölgesi için kesme kuvveti hesabı;

$$\rho = \frac{188}{505 \times 85} = 0.0044 < 0.02$$

$$k_1 = (1.6 - 0.085) = 1.515 > 1$$

$$k_2 = 1.2 + 40 \times 0.0044 = 1.376$$

$$\tau_c = 0.27 \times 1.515 \times 1.376 = 0.56 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{v.Rd} = \frac{505 \times 85 \times 0.56}{10^3} = 24.04 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 11.97 \text{ kN/m} \quad (\text{uygun})$$

Boyuna kayma tahkiki: (bkz. Böl. 3.1.3.2. (d) şikkı)

Kompozit döşemenin boyuna kayma dayanımının hesabında kullanılan m & k yöntemi aşağıdaki gibi yapılmıştır. (Denklem (3.26))

$$V_{l.Rd} = \frac{1000 \times 77.5 \times \left[86 \times \frac{1482}{1000 \times 3000/4} + 0.069 \right]}{1.25 \times 10^3} = 14.81 \text{ kN/m}$$

$$V_{l.Rd} = 14.81 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 11.97 \text{ kN/m} \quad (\text{uygun})$$

Kullanma Sınır Durumu Tahkikleri: (bkz. Böl. 3.1.3.2. (e) şikkı)

Kompozit döşemenin yaptığı sehım çatlamış ve çatlamamış kesite göre ayrı ayrı incelenmiştir.

Elastisite oranı, $n = 15$ alınmıştır [7, 8].

Çatlamış kesitte elastik tarafsız eksenin yeri ve atalet momenti; (D. (3.27) ve (3.28))

$$x = \frac{15 \times 1482}{1000} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 77.5}{15 \times 1482}} - 1 \right] = 40.54 \text{ mm}$$

$$I_{vc} = \frac{1000 \times 40.54^3}{3 \times 15} + 1482 \times (77.5 - 40.54)^2 + 0.72 \times 10^6 = 4.225 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Çatlamamış kesitte elastik tarafsız eksenin yeri ve atalet momenti; (D. (3.29), (3.30))

$$x_u = \frac{1000 \times \frac{51^2}{2} + 500 \times 54 \times 77.5 + 15 \times 1482 \times 77.5}{1000 \times 51 + 500 \times 54 + 15 \times 1482} = 51.04 \text{ mm}$$

$$I_{vu} = \frac{1000 \times 51^3}{12 \times 15} + \frac{1000 \times 51}{15} \times \left(51.04 - \frac{51}{2} \right)^2 + \frac{500 \times 54^3}{12 \times 15} + 0.72 \times 10^6 +$$

$$\frac{500 \times 54}{15} \times \left(105 - 51.04 - \frac{54}{2} \right)^2 + 1482 \times (77.5 - 51.04)^2$$

$$I_{vu} = 6.458 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Çatlamış ve çatlamamış kesitin ortalama ataleti ise;

$$I_{vm} = \frac{(4.225 + 6.458) \times 10^6}{2} = 5.342 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Kaplama, sıva, asma tavan ve bölme duvar yüklerinin yarattığı sehim:

$$g = 1.60 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_{vg} = \frac{2.65 \times 1.6 \times 3^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 5.342 \times 10^6} = 0.80 \text{ mm}$$

Hareketli yükün yarattığı sehim: (Denklem (3.32) ve (3.33))

$$q = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_{vp} = \frac{3.4 \times 2 \times 3^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 5.342 \times 10^6} = 1.28 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_{ser} + \delta_{vg} + \delta_{vp} = 9.74 + 0.80 + 1.28 = 11.82 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 11.82 \text{ mm} < \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

$$\delta_2 = \delta_{vg} + \delta_{vp} = 0.80 + 1.28 = 2.08 \text{ mm} < \frac{L}{300} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

Beton içine konan donatının yeterli miktarda olması gerekir. Yapılan bu çatlak kontrolünde sınır beton enkesit alanının %0.2'si olarak verilmiştir [8].

$$\rho = \frac{188}{1000 \times 51} = \%0.368 > \%0.2 \text{ donatı miktarı yeterlidir.}$$

Teras döşemesi tahkikleri:

Yapının teras döşemesi için yapılan hesaplarda, normal kat döşemesinde yapılan hesaplardan farklı olarak kaplama ve sıva malzemeleri yerine %3 eğime sahip 4 cm balast döşenmiş ve balastın ağırlığı dikkate alınmıştır. Ayrıca teras döşemesine normal kat döşemesinden farklı olarak kar yükü hareketli yük olarak etki ettirilmiştir.

Tahkiklerde inşaat sürecindeki hesaplar aynı değerleri vermekte, kompozit çalışma sürecindeki hesaplar ise değişmektedir. Bu nedenle kompozit çalışma sürecindeki bazı tahkikler yenilenmiştir.

Yükler:

Döşeme ağırlığı : $g_1 = 2.08 \text{ kN/m}^2$

Asma tavan : $g_2 = 0.20 \text{ kN/m}^2$

Balast : $g_3 = 20 \times 0.04 = 0.8 \text{ kN/m}^2$

Hareketli yük : $q_1 = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Kar yükü : $q_2 = 0.75 \text{ kN/m}^2$

$$\sum g = 3.08 \text{ kN/m}^2 \quad \sum q = 2.75 \text{ kN/m}^2$$

Taşıma sınır durumu tahkikleri: (bkz. Böl. 3.1.3.2.)

Pozitif ve negatif moment bölgelerinde tahkikler;

$$P_{Sd} = [1.35 \times 3.08 + 1.5 \times 2.75] \times 1 = 8.28 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd}^+ = \frac{8.28 \times 3^2}{8} = 9.32 \text{ kN.m/m}, \quad M_{Sd}^- = 6.90 \text{ kN.m/m},$$

$$M_{p.Rd}^+ = 25.21 \text{ kN.m/m} > M_{Sd}^+ = 9.32 \text{ kN.m/m} \quad (\text{uygun})$$

$$M_{p.Rd}^- = 7.29 \text{ kN.m/m} > M_{Sd}^- = 6.90 \text{ kN.m/m} \quad (\text{uygun})$$

Kesme kuvveti dayanımı: (bkz. Böl. 3.1.3.2. (c) şıkkı)

$$V_{Sd} = \frac{8.28 \times 3}{2} = 12.42 \text{ kN/m}$$

$$V_{v.Rd} = 24.04 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 12.42 \text{ kN/m} \quad (\text{uygun})$$

Boyuna kayma dayanımı, m&k yöntemi: (bkz. Böl. 3.1.3.2. (d) şıkkı)

$$V_{l.Rd} = 14.81 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 12.42 \text{ kN/m} \quad (\text{uygun})$$

Kullanma sınır durumu tahkikleri : (bkz. Böl. 3.1.3.2. (e) şıkkı)

$$I_{vm} = 5.342 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Balast ve asma tavan yüklerinin yarattığı sehim :

$$\delta_{vg} = \frac{2.65 \times 1 \times 3^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 5.342 \times 10^6} = 0.50 \text{ mm}$$

Hareketli yükün yarattığı sehim : (Denklem (3.32) ve (3.33))

$$\delta_{vp} = \frac{3.4 \times 2.75 \times 3^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 5.342 \times 10^6} = 1.75 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 9.74 + 0.50 + 1.75 = 11.99 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 11.99 \text{ mm} < \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

$$\delta_2 = \delta_{vg} + \delta_{vp} = 0.50 + 1.75 = 2.25$$

$$\delta_2 = 2.25 \text{ mm} < \frac{L}{300} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

Donatı kontrolü:

$$\rho = \frac{188}{1000 \times 51} = \%0.368 > \%0.2 \text{ donatı miktarı yeterlidir.}$$

3.2 Kompozit Kirişlerin Boyutlandırılması

Kompozit döşeme ile çelik kirişin birlikte çalışması ile oluşan kompozit kirişler, yalın çelik olarak çalışan kirişlere kıyasla daha ekonomiktir [9]. Çünkü kompozit kirişlerde, çelik kiriş kesitinin çok az bir kısmı basınç etkisinde kalır [9]. Çeliğin üst başlığı beton döşeme tarafından tutulduğundan basınç etkisi döşeme tarafından karşılanır [9]. Yalın çeliğe göre daha küçük kesitlerle istenilen mukavemet değerlerine ulaşılarak yapının daha hafif olması sağlanabilmektedir [9].

Kompozit kirişlerde çelik profil, eğilmenin çekme bileşenini taşıırken basınç bileşeni döşeme ve çeliğin basınç etkisindeki kısımları tarafından taşınmaktadır [9]. Kiriş üzerinde bulunan ve kompozit çalışmayı sağlayan betonarme tablanın bir ölü yük olmaktan çıkıp taşıyıcı bir elemana dönüşmesi, bundan dolayı kompozit kirişin ataletinin ve kuvvet çiftine ait z manivela kolunun da büyümesi çok büyük ekonomi sağlar [9]. Boyutlandırmada bütün kirişler kompozit olarak tercih edilmiştir.

Kompozit kiriş hesapları, Eurocode 4'te verilen kabul ve yöntemlere göre yapılmıştır [7]. Eurocode 4'e göre yapılan hesaplarda normal kuvvet etkisi, kirişin moment kapasitesinde bir azalma yapacak şekilde işlemlere dahil edilmektedir [7]. Yapılan tahkiklerde deprem etkisindeki çerçeve kirişlerde oluşan normal kuvvet, moment kapasitesini azaltamayacak kadar az olduğundan $(N_d / \sigma_a A < 0.1)$, hesaplarda dikkate alınmamıştır.

Hesaplarda kompozit döşemenin kiriş ile birlikte çalışan etkili döşeme genişliği b_{eff} , şu şekilde seçilmektedir [7, 9]:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (3.34)$$

$$b_{e1} = \min \left(\frac{l_0}{8}; b_1 \right) \quad (3.35a)$$

$$b_{e2} = \min \left(\frac{l_0}{8}; b_2 \right) \quad (3.35b)$$

Tahkiklerde b_{e1} ve b_{e2} bağımsız olarak değerlendirilmektedir.

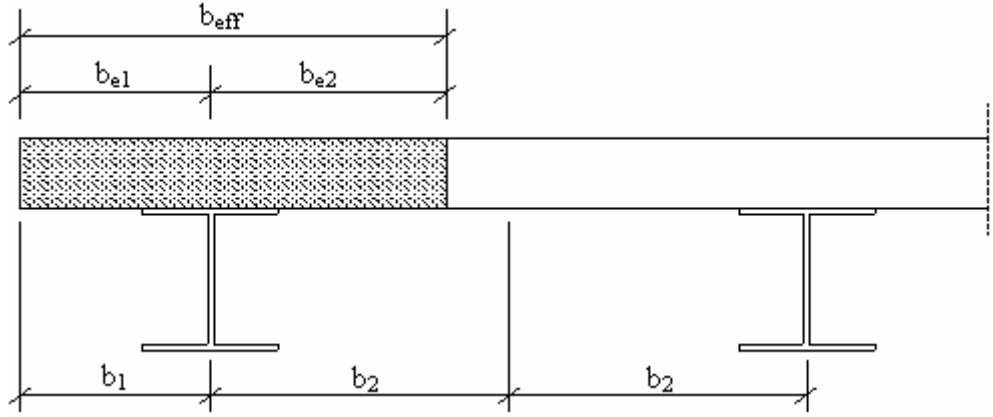
Formüllerde l_0 , eğilme momentinin sıfır olduğu noktalar arasındaki uzaklık olmak üzere, çelik profil gövdesinin her iki yanında, b_i mesafesinden büyük olmamak koşulu ile, $l_0/8$ değerinin alınması önerilmektedir [9].

Bu yaklaşımla basit mesnetli bir kirişte l_0 uzaklığı kiriş açıklığına eşit olacağından, gövdenin her iki yanında $L/8$ alınmak şartıyla etkili genişlik için,

$$b_{eff} = L / 4 \quad (3.36)$$

değeri elde edilir [9]. Formülde L , kirişler arası aks aralığıdır.

Sürekli kirişlerde önerilen b_{eff} değerleri Şekil 3.6’da görülmektedir [9].



Şekil 3.6: Sürekli Kirişlerde Beton Başlığının Etkili Genişliği

Tahriklerde kullanılan çelik enkesitin başlığının veya gövdesinin basınç dayanımı (c/t = genişlik/kalınlık) oranıyla tanımlanan narinliğine bağlıdır [9]. Eurocode 4, narinlik oranlarına göre çelik elemanları dört sınıfa ayırmıştır [7]. Hesaplar birinci sınıf elemanlar içindir ve çözümlemelerde kullanılan çelik profillerin birinci sınıfa ait oldukları gösterilmiştir.

Kompozit kiriş hesaplarında, beton plak elastisite oranına (n) bölünerek çelik profil tahriklerine dahil edilmiştir [9]. Hesaplarda betonun sünmesi ve rötrenin sebep olacağı iç gerilme etkileri, modüler oranın $2n$ olarak alınmasıyla gözönüne alınmaktadır. Ayrıca sünme ve rötrenin etkileri için hesap yapılmamıştır [7, 9].

Seçilen çelik kiriş profilleri, deprem yönetmeliğince belirlenen kompaktlık şartlarını sağlamak zorundadır [1]. Süneklik düzeyi yüksek sistemlerde eğilme ve basınç etkisindeki I kesitler için yapılan kontroller şu şekildedir [1]:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (3.37a)$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (3.37b)$$

$$|N_d / \sigma_a A| \leq 0.10 \text{ için, } \frac{h_w}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \quad (3.37c)$$

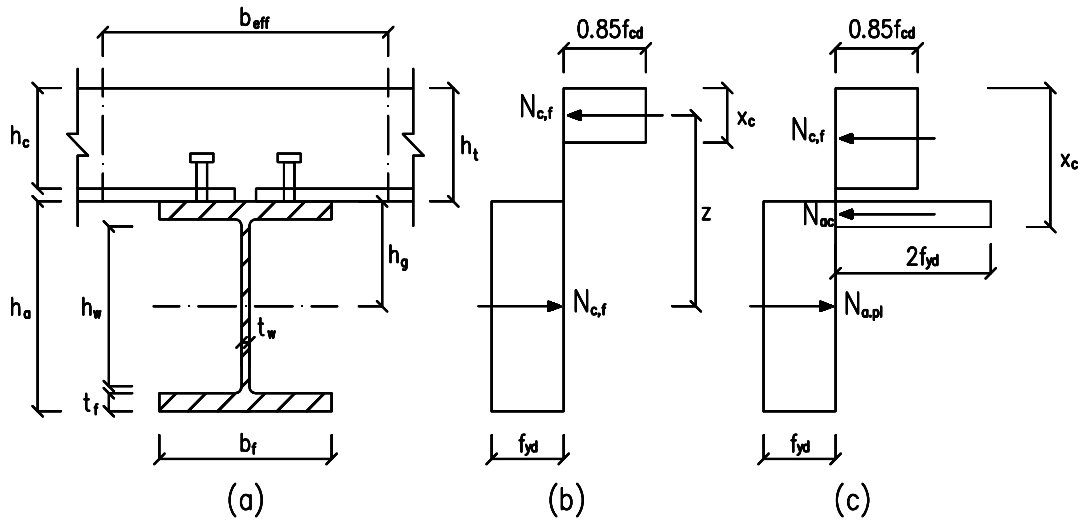
$$|N_d / \sigma_a A| > 0.10 \text{ için, } \quad h_w / t_w \leq 1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \quad (3.37d)$$

3.2.1 Plastik Moment Dayanımı Hesabı

Tahkiklerde, Eurocode 4’de belirtildiği şekilde, pozitif moment bölgelerinde çatlamamış kesit atalet momentleri, negatif moment bölgelerinde ise çatlamış kesit atalet momentleri kullanılmıştır [7]. Bu veriler SAP 2000 programına [11] girilerek kompozit kiriş olarak kiriş sistemi oluşturulmuş ve statik hesap yaptırılmıştır.

3.2.1.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Plastik hesapta hem çelik hem de beton enkesit için dikdörtgen gerilme diyagramları uygulanır [9]. Hesaplarda Şekil 3.7’de gösterilen gerilme yayılımı kabullerine bağlı olarak plastik tarafsız eksenin yeri belirlenerek kesitin taşıma gücü bulunur [7, 9].



Şekil 3.7: Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Hesaba Göre Gerilme Dağılımı [7, 9]

Gerilme dağılımında Şekil 3.7’de görüldüğü gibi, tarafsız eksen, x_c , (b) durumunda kompozit döşemenin içinde olabileceği gibi, çelik kiriş üzerinde de olabilir. Eğer üst başlığın içinde kalıyorsa (c) durumundaki gerilme dağılımı ortaya çıkar. x_c kiriş gövdesi üzerine kadar iniyorsa, gövde üzerinde de gerilme bileşeni hesaplara katılır. Tarafsız eksenin yeri, x_c , Denklem (3.38) ile belirlenir [7, 9].

$$N_{c,f} = A_a f_{yd} = b_{eff} x_c (0.85 f_{cd}) \quad (3.38)$$

Tarafsız eksenin kompozit döşeme içinde olması durumunda,

$$M_{pl.Rd} = A_a f_{yd} \left(h_g + h_t - \frac{x_c}{2} \right) \quad (3.39)$$

olarak elde edilir [7, 9].

Tarafsız eksenin çelik kiriş kesitin üst başlığında olması durumunda,

$$N_{c,f} = b_{eff} h_c (0.85 f_{cd}) \quad (3.40)$$

$$N_{a.pl} = A_a f_{yd} \quad (3.41)$$

$$N_{ac} = N_{a.pl} - N_{c,f} \leq 2 b_f t_f f_{yd} \quad (3.42)$$

$$M_{pl.Rd} = N_{a.pl} \left(h_g + h_t - \frac{h_c}{2} \right) - N_{ac} (x_c - h_c - h_t) / 2 \quad (3.43)$$

şeklinde hesaplanırlar [7, 9].

Eğer $x_c > h_t + t_f$ olursa bu durumda plastik tarafsız eksen çelik kesitin gövdesine geçer ve gövde üzerinde N_{aw} kuvveti hesaplanarak tahkiklere dahil edilir [7, 9].

$$N_{aw} = 2 t_w f_{yd} [x_c - (h_t + t_f)] \quad (3.44)$$

Yapılan bu hesaplar tam kayma bağlantısı durumuna yani kompozit kirişin maksimum eğilme dayanımına ulaşması için gereken minimum kayma bağlantısının mevcut olduğu duruma göre yapılmışlardır [7, 9]. Tahkikler ayrıca aksi durum olan kısmi kayma bağlantısı için de incelenmelidir [9].

Kısmi kayma bağlantısı durumunda, tasarımda kullanılacak kuvvet N_{cf} veya $N_{a.pl}$ ile bulunan basınç veya çekme bileşeninden de küçük olacaktır [9]. Hesaplarda kayma bağlantısı derecesi, η , kullanılmak şartıyla tam kayma bağlantısından kısmi kayma bağlantısına geçiş yapılarak hesaplar yinelenenektir [7, 9].

Kayma bağlantısı derecesi, $\eta = N / N_f$, (3.45) denklemleri kullanılarak bulunur [9].

$A_t = A_b$ olan çelik kirişler için,

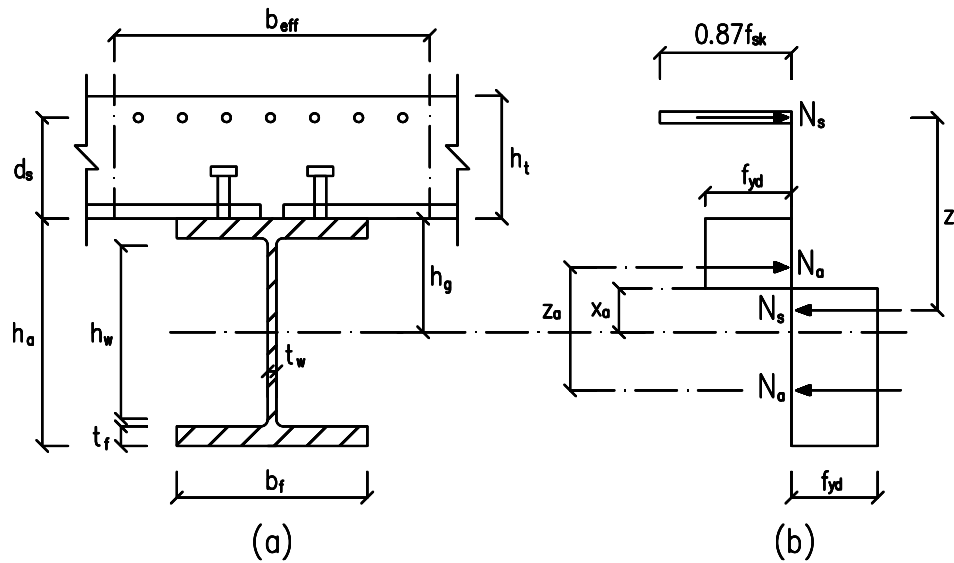
$$L \leq 5 \text{ m} \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.4 \quad (3.45a)$$

$$5 \leq L \leq 25 \text{ m} \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.25 + 0.03L \quad (3.45b)$$

$$L \geq 25 \text{ m} \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 1.0 \quad (3.45c)$$

3.2.1.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Negatif moment bölgesinde kompozit kirişlerin tasarımı, çelik eleman sınıflarına göre belirlenir [7, 9]. Mevcut hesaplar birinci sınıf çelik kesitler için yapılmıştır ve negatif moment bölgesinin tasarımı tam kayma bağlantısı kabulüne dayanır [7, 9].



Şekil 3.8: Negatif Moment Bölgesinde Plastik Hesaba Göre Gerilme Dağılımı [7, 9]

Donatıdaki tasarım çekme kuvveti,

$$N_s = A_s \times f_{sk} / \gamma_s = A_s \times f_{yd} \quad (3.46)$$

Çekme donatısı olmasaydı, eğilme dayanımını çelik kesit belirleyecekti [9],

$$M_{pl.a.Rd} = W_a \times f_{yd} = N_a \times z_a \quad (3.47)$$

Gövdenin x_a derinliğindeki gerilmelerin çekmeden basınca değiştiğini varsayarak basit yoldan donatıda oluşan kuvvet belirlenebilmektedir [7, 9].

$$x_a \leq \frac{h_a}{2} - t_f \text{ koşuluyla, } N_s = x_a t_w (2 f_{yd}) \quad (3.48)$$

$$z = h_a / 2 + h_s - x_a / 2 \quad (3.49)$$

Kuvvet kolu, z , bulunduktan sonra dayanım momenti,

$$M_{Rd} = M_{pl.a.Rd} + N_s z \quad (3.50)$$

formülüyle bulunur [7, 9].

Yapılan tahkiklerde seçilen kirişlerin mevcut yüklere kıyasla gerekenden çok daha fazla taşıma kapasitesine sahip oldukları görülmüştür. Bu ve diğer kirişlerin seçiminde moment taşıma kapasitesinden çok, esas faktör sehim değerlerinin istenilen sınırlarda tutmak olmuştur. Bu nedenle seçilen kirişlerin dayanımları gerekenden fazla kalmıştır.

3.2.2 Kayma Bağlantılarının Hesabı

Kompozit kirişlerde, yükler altında meydana gelen kayma kuvvetini karşılayabilecek miktarda kayma bağlantısının kullanılmış olması gerekmektedir [9]. Tahkikler basit ve sürekli kirişler için ayrı yarı tekrarlanırken Eurocode 4 kapsamındaki kabul ve formüller kullanılmıştır [7, 9].

3.2.2.1 Basit Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Kompozit kirişlerin plastik tasarımında, tam kayma bağlantılı durumda boyuna kayma kuvvetinin maksimum değeri, V_{lf} , çelik kirişin taşıyabileceği çekme kuvveti ile basınçta beton döşemenin taşıyabileceği basınç kuvvetinden küçük olanına eşit alınmaktadır [7, 9]. Bu sayede kompozit kirişin plastik moment dayanımına ulaştığı kabulü yapılır [7, 9].

$$V_{lf} = \min \left[(A_a \times f_{yd}); (b_{eff} \times h_c \times 0.85 f_{cd} + A_{se} \times f_{sd}) \right] \quad (3.51)$$

Saplama türü bağlantıların taşıma güçlerinin belirlenmesinde, beton dayanımı ve kayma bağlantısına göre hesaplanan (3.52) ve (3.53) formülleri kullanılır [7]. Sonuç değerlerinin küçüğü kayma bağlantısının taşıma gücü olarak kabul edilir [7, 9].

$$P_{Rd} = \frac{0.8 f_u (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v} \quad (3.52)$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29 d^2 \times \alpha \times (f_{ck} \times E_{cm})^{1/2}}{\gamma_v} \quad (3.53)$$

Burada,

d : saplamanın gövde çapı,

f_u : kayma bağlantısı çeliğinin çekme dayanımı ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$),

f_{ck} : beton silindir basınç dayanımı,

E_{cm} : kısa süreli yükler için elastisite modülü,

γ_v : kayma bağlantısı için malzeme güvenlik katsayısıdır [7, 9].

$$3 \leq h/d \leq 4 \quad \text{için} \quad \alpha = 0.2[(h/d) + 1] \quad (3.54)$$

$$h/d > 4 \quad \text{için} \quad \alpha = 1 \quad (3.55)$$

h : saplamanın yüksekliğidir.

Oluk içine yerleştirilen kayma bağlantılarının dayanımının, oluk içindeki betonun yerel göçmesinden dolayı azaldığı yapılan deneysel araştırmalarda belirlenmiştir [9].

Bu nedenle hesaplarda P_{Rd} dayanımı, k faktörü ile çarpılarak azaltılır [7, 9].

Tahkiklerde kullanılan bu k faktörü, olukların kompozit kiriş açıklığına göre yönüne bağlı olarak değişir ve kayma bağlantısının taşıma gücünü etkiler [7, 9].

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına paralel yerleştirilmişse [7, 9]:

$$k = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (3.56)$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirilmişse [7, 9]:

$$k = \frac{0.8}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \quad (3.57)$$

N_r : bir olukta bulunan saplama adedidir.

$$N_r = 1 \Rightarrow k \leq 1.0$$

$$N_r \geq 2 \Rightarrow k \leq 0.8$$

Tam kayma bağlantısı için gerekli bağlantı eleman sayısı, N_f ,

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{Rd} \times k} \quad (3.58)$$

olarak bulunur [7, 9].

3.2.2.2 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Sürekli kirişlerde ise,

$$V_{lf} = N_{cf} + A_s \times f_{sk} / \gamma_s + A_{ap} \times f_{yp} / \gamma_{ap} \quad (3.59)$$

$$N_{cf} = \min \left[\left(A_a \times f_{yd} \right); \left(b_{eff} \times h_c \times 0.85 f_{cd} + A_{se} \times f_{sd} \right) \right] \quad (3.60)$$

olarak hesaplanır ve konsol için sıfırdır [7, 9].

A_s : boyuna döşeme donatısı etkili alanıdır.

A_{ap} : etkili profillenmiş çelik sac alanı, eğer oluklar kirişe paralel ise.

Bunu izleyen hesaplar, basit kirişlerde yapılan kayma bağlantısı hesaplarının aynısıdır.

Sürekli kirişlerde yapılan hesaplar hem çerçeve kirişler, hem de konsol kirişler için ($N_{cf} = 0$) ayrı ayrı tahkik edilmiştir [9]. Bulunan bağlantı adetleri minimum adetlerdir, bazı kirişlerde uygulama açısından hesaplanandan fazla adette saplama konulmuştur.

3.2.2.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

Kayma bağlantılarının sağlaması gereken koşullar aşağıdaki gibidir [7, 9].

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı, $d/t_f \leq 2.5$
- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı $\geq 5 d$
- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı $\leq 800 \text{ mm}$ ve $6 h_t$
- Kayma bağlantısının boyu $\geq 3 d$ olmalıdır.

3.2.3 Düşey Kayma Dayanımı

Beton döşemenin katkısı düşey kayma dayanımı tahkiklerinde ihmal edilmektedir [9]. Düşey kayma dayanımı hesaplarında, kesite gelen kesme kuvveti V_{sd} 'nin, kesit tarafından emniyetle karşılanabilecek kesme kuvveti $V_{pl.a.Rd}$ 'den küçük olması gerekmektedir [7, 9].

$$V_{pl.a.Rd} = A_v \times (f_{yd} / \sqrt{3}) \quad (3.61)$$

$$A_v = A_a - 2 \times b_f \times t_f + (t_w + 2 r) \times t_f \quad (3.62)$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.a.Rd} \quad (3.63)$$

3.2.4 Sehîm Hesabı

Açıklık kirişleri için;

$$\delta \leq \frac{L}{300} \quad (3.64)$$

Konsol kirişler için;

$$\delta \leq \frac{L}{250} \quad (3.65)$$

kuralları uygulanmıştır [7]. Kirişlerin, zati ve hareketli yükler altında yaptığı sehîm değerleri Sap 2000 programından okunmuştur.

3.2.5 Yanal Burkulma Hesabı

Hesap kolaylığı açısından tahkiklerde, beton döşeme elastisite oranına bölünerek çelik kirişin bir parçası gibi düşünülüp, TS 648’de tanımlanan formüller kullanılmıştır [2].

$$\frac{s}{i_y} \leq \sqrt{\frac{300000000 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times (s/i_y)^2}{900000000 \times C_b} \right] \times \sigma_a \quad (3.66)$$

$$\frac{s}{i_y} \geq \sqrt{\frac{300000000 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_B = \frac{100000000 \times C_b}{(s/i_y)^2} \quad (3.67)$$

Eğer basınç başlığı dolu ve yaklaşık dikdörtgen enkesite sahip ve enkesitin çekme başlığından daha ufak değilse:

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \quad (3.68)$$

Formülde geçen C_b katsayısı aşağıdaki şekilde hesaplanır [2].

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (3.69)$$

Formülde, M_1 , kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerin küçüğünü, M_2 ise uç momentlerden büyüğünü temsil eder [2]. Eğer aynı işaretlere sahipse iki yönlü eğilme vardır ve oranları pozitifdir [2]. Aynı işaretlere sahip iseler tek yönlü eğilme söz konusudur ve oranları negatiftir [2]. Yanal mesnetler arasındaki herhangi bir noktadaki moment uç momentlerden fazlaysa $C_b = 1$ alınmalıdır [2].

3.2.5.1 Enine Takviye Hesabı

$$h/t_g < 319/\sqrt{\sigma_a} \text{ ise } \tau_{emn} = 0.40 \sigma_a \quad (3.70a)$$

$$h/t_g > 319/\sqrt{\sigma_a} \text{ ise } \tau_{emn} = \frac{\sigma_a}{2.89} C_v \leq 0.40 \sigma_a \quad (3.70b)$$

TS 648'e göre, h kiriş başlıkları arası temiz mesafe ve t_g gövde et kalınlığı oranı olmak üzere, h/t_g oranı 260'dan büyükse ve hesaplanan en büyük gövde kayma gerilmesi verilen denklemlerdeki sınır değerini aşarsa ara enine takviye gerekmektedir [2].

3.2.6 2 ~ 7 Aksları IPE 270 Basit ve Sürekli Kirişlerinin Tahkiki

Bu kısımda IPE 270 profili kirişin bahsedilen yöntemler kullanılarak gerekli hesapları yapılmıştır. Kat planında 2, 4, 5 ve 7 aksları üzerinde, 3 ve 6 akslarında konsollarla sürekli, devamında basit kiriş olarak dizayn edilmişlerdir. IPE 270 kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu Sap 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri aşağıda verilmiştir.

$$M_{\max}^+ = 13817.69 \text{ kN.cm} \quad M_{\max}^- = 10182.96 \text{ kN.cm} \quad V_{sd, \max} = 99.25 \text{ kN}$$

$$h_a = 27 \text{ cm} \quad t_w = 0.66 \text{ cm} \quad b_f = 13.50 \text{ cm} \quad t_f = 1.02 \text{ cm}$$

$$b_{eff1}^+ = 165 \text{ cm} \quad A_a = 45.90 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 5790 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 420 \text{ cm}^4$$

$$b_{eff2}^\pm = 100 \text{ cm} \quad A_k = 132.25 \text{ cm}^2 \quad I_{k1} = 17526.88 \text{ cm}^4 \quad I_{k2} = 6620.95 \text{ cm}^4$$

Basit kiriş hesaplarında b_{eff1} , sürekli kiriş hesaplarında ise b_{eff2} kullanılmıştır. Basit kirişe göre pozitif moment, sürekli kirişe göre negatif moment dayanımı tahkikleri yapılmıştır.

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$13.5 / (2 \times 1.02) = 6.62 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$24.96 / 0.66 = 37.82 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$N_{d, \max} = 287 \text{ kN}, \quad |287 / (24 \times 132.25)| = 0.09 \leq 0.10 \text{ için,}$$

$$37.82 \leq 94.66 \times (1 - 1.7 \times 0.09) = 80.17 \quad (\text{uygun})$$

Seçilen kiriş profilin yapılacak hesaplar için hangi sınıfa ait olduğu belirlenmesi gerekir. Başlık ve gövde sınır değerinin tespitinde, gövde sınıfının belirlenmesi için Eurocode'un hazırlamış olduğu tablolardan yararlanılmıştır [9].

$$\frac{(b_f - t_w)}{2t_f} = \frac{(13.50 - 0.66)}{2 \times 1.02} = 6.29 < 7.32 \text{ (I. sınıf başlık sınır değeri)}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{24.96}{0.66} = 37.82 < 50 \text{ (I. sınıf gövde sınır değeri)}$$

3.2.6.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Tam kayma bağlantısı kabulüne göre, Denklem (3.40), (3.41) ve (3.42) kullanılarak hesaplar yapılırsa; (bkz. Böl. 3.2.1.1)

$$N_{c,f} = 165 \times 5.1 \times (0.85 \times 2/1.5) = 953.7 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = 45.9 \times 24 = 1101.6 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 1101.6 - 953.7 = 147.9 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{147.9}{2 \times 13.5 \times 24} + 10.5 = 10.73 \text{ cm}$$

Bu durumda tarafsız eksen kiriş başlığı üzerindedir. (Denklem (3.43))

$$M_{pl,Rd} = 1101.6 \times \left(\frac{27}{2} + 10.5 - \frac{5.1}{2} \right) - 147.9 \times (10.73 - 5.1 - 10.5) / 2$$

$$M_{pl,Rd} = 22436.64 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 13817.69 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

Kısmi kayma bağlantısı kabulüne göre;

Kiriş boyu, $L = 6.60 \text{ m}$ olarak dikkate alınmıştır. (Denklem (3.45))

$$5 \leq L \leq 25 \text{ m} \rightarrow \frac{N}{N_f} = 0.25 + 0.03 \times 6.60 = 0.448$$

$$N_c = 953.7 \times 0.448 = 427.26 \text{ kN}$$

$$N_{a.pl} = 45.9 \times 24 = 1101.6 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 1101.6 - 427.26 = 674.34 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{674.34}{2 \times 13.5 \times 24} + 10.5 = 11.54 \text{ cm}$$

Tarafsız eksen gövdenin üzerindedir. Bu durumda başlık ve gövdenin hesabı ayrı ayrı yapılmalıdır. (Denklem (3.44))

$$N_{ac} = 2 \times 24 \times 13.5 \times 1.02 = 660.96 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 1101.6 - 427.26 - 660.96 = 13.38 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2 \times 24 \times 0.66 \times h_{aw} = 13.38 \text{ kN} \Rightarrow h_{aw} = 0.42 \text{ cm}$$

$$M_{pl.Rd} = 1101.6 \times 24 - 427.26 \times 5.1 \times 0.448/2 - 660.96 \times 11.01 - 13.38 \times 11.73$$

$$M_{pl.Rd} = 18516.14 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 13817.69 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.6.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 100 \times 55}{100 \times 1.15} = 89.91 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{89.91}{2 \times 24 \times 0.66} = 2.84 \text{ cm} < \frac{27}{2} - 1.02 = 12.48 \text{ cm}$$

$$z = 27/2 + 8.5 - 2.84/2 = 20.58 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 484 \times 24 = 11616 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 11616 + 89.91 \times 20.58 = 13466.49 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 13466.49 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 10182.96 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.6.3 Basit Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Kayma kuvveti Denklem (3.51) kullanılarak hesaplanır.

$$V_{lf} = \min[1101.6 ; (953.7 + 89.91)] = 1043.61 \text{ kN}$$

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5$ cm seçilirse Denklem (3.54) ve (3.55)'e göre;

$$8.5/1.6 = 5.31 > 4 \quad \text{için} \quad \alpha = 1 \text{ seçilir.}$$

Saplama türü bağlantıların taşıma gücü Denklem (3.52) ve (3.53) kullanılarak;

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \times 50 \times (\pi \times 1.6^2 / 4)}{1.25} = 64.34 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \times 1.6^2 \times 1 \times (2 \times 2800)^{1/2}}{1.25} = 44.44 \text{ kN}$$

$$64.34 \text{ kN} > 44.44 \text{ kN} \Rightarrow P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ seçilir.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirildiği için ($N_r=1$) gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.57) ve (3.58))

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.564 < 1.00$$

$$N_f = \frac{1043.61}{44.44 \times 0.564} \approx 42 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.6.4 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Tahkikler Denklem (3.59) ve (3.60) kullanılarak hesaplanırsa;

$$N_{cf} = \min[1101.60 ; (953.70 + 89.91)] = 1043.61 \text{ kN}$$

Çelik sac olukları kirişe dik yerleştirildiği için sacın etkisi sıfır kabul edilir.

$$V_{lf} = 1043.61 + 89.91 + 0 = 1133.53 \text{ kN}$$

Sürekli kirişlerde, $N_r = 2$ yani çift sıralı yerleşim için gerekli bağlantı eleman sayısı:
(Denklem (3.57) ve (3.58))

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.398 < 0.80$$

$$N_f = \frac{1133.53}{44.44 \times 0.398} \approx 64 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.6.5 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.6/1.02 = 1.57 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm} > 5 \times 2 = 10 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.6.6 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 45.9 - 2 \times 13.50 \times 1.02 + (0.66 + 2 \times 1.5) \times 1.02 = 22.09 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 22.09 \times (24/\sqrt{3}) = 306.13 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 306.13 \text{ kN} > V_{sd} = 99.25 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.6.7 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 270 kirişinin yaptığı maksimum sehim 1.60 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 1.60 \text{ cm} < \frac{660}{300} = 2.2 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.6.8 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$s = 135 \text{ cm}$ (Alt başlığın basınca çalıştığı burkulma boyu)

$$i_y = 3.56 \text{ cm} \quad C_b = 1$$

$$\frac{135}{3.56} = 37.93 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1}{2400}} = 111.80$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (37.93)^2}{90000000 \times 1} \right] \times 2400 = 1508 \text{ kg/cm}^2 = 15.08 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1}{135 \times 27/16.52} = 3806 \text{ kg/cm}^2 = 38.06 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.4 \text{ kN/cm}^2 < 15.08 \text{ kN/cm}^2 < 38.06 \text{ kN/cm}^2$$

olduğundan hesaplarda $\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2$ gözönüne alınır.

SAP 2000 programında yapılan yükleme kombinasyonlarından en büyük moment değerini veren yükleme tipi dikkate alınmıştır. Bu hesapta IPE 270 kirişi için Tip 1 yüklemesinde maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 6621 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 6620.958 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 14.25 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{6621}{6620.958} \times 14.25 = 14.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{14.25}{14.40} = 0.98 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.6.9 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 38.82 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{enn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd \cdot \max} = 99.25 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 38.82 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{99.25}{24.96 \times 0.66} = 6.02 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.7 2 ~ 7 Aksları IPE 270 Konsol Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında 2, 4, 5 ve 7 aksları üzerinde bulunan IPE 270 konsol kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri aşağıda verilmiştir.

$$M_{\max} = 9704.85 \text{ kN.cm} \quad V_{sd \cdot \max} = 51.66 \text{ kN}$$

$$h_a = 27 \text{ cm} \quad t_w = 0.66 \text{ cm} \quad b_f = 13.50 \text{ cm} \quad t_f = 1.02 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 112.50 \text{ cm} \quad A_a = 45.90 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 5790 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 420 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 104.775 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 6720.252 \text{ cm}^4$$

IPE 270 profili için kompaktlık ve kiriş başlığı ile gövdenin 1. sınıfa ait olduğunu gösteren tahkikler önceki hesaplarda yapılmıştır.

3.2.7.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 112.5 \times 55}{100 \times 1.15} = 101.15 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{101.15}{2 \times 24 \times 0.66} = 3.19 \text{ cm} < \frac{27}{2} - 1.02 = 12.48 \text{ cm}$$

$$z = 27/2 + 8.5 - 3.19/2 = 20.40 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 484 \times 24 = 11616 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 11616 + 101.15 \times 20.40 = 13679.86 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 13679.86 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 9704.85 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.7.2 Konsol Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirildiği için ($N_r = 1$) gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.57) ve (3.58))

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.564 < 1.00$$

Çelik sac olukları kirişe dik yerleştirildiği için sacın etkisi de sıfır kabul edilir.

$$\text{Kiriş konsol olduğu için; } N_{cf} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{lf} = 0 + 101.15 + 0 = 101.15 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{101.15}{44.44 \times 0.564} \approx 5 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.7.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.6/1.02 = 1.57 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.7.4 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 45.9 - 2 \times 13.50 \times 1.02 + (0.66 + 2 \times 1.5) \times 1.02 = 22.09 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 22.09 \times (24 / \sqrt{3}) = 306.13 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 306.13 \text{ kN} > V_{sd} = 51.66 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.7.5 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 270 konsol kirişinin yaptığı maksimum sehim 2 ve 7 akslarında 1.60 cm, 4 ve 5 akslarında 0.90 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

2 ve 7 akslarında L boyu olarak konsol ucunun köşe kolona olan mesafesi alınmıştır.

$$2 \text{ ve } 7 \text{ akslarında} \quad : \delta = 1.60 \text{ cm} < \frac{450}{250} = 1.80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$4 \text{ ve } 5 \text{ akslarında} \quad : \delta = 0.90 \text{ cm} < \frac{300}{250} = 1.20 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.7.6 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 300 \text{ cm (Alt başlığın burkulma boyu)}$$

$$i_y = 3.56 \text{ cm} \quad C_b = 1.75$$

$$\frac{300}{3.56} = 42.14 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1.75}{2400}} = 147.90$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (42.14)^2}{90000000 \times 1.75} \right] \times 2400 = 1535 \text{ kg/cm}^2 = 15.35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.75}{150 \times 27/16.52} = 5995 \text{ kg/cm}^2 = 59.95 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.4 \text{ kN/cm}^2 < 15.35 \text{ kN/cm}^2 < 59.95 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPE 270 kirişi için Tip 1 yüklemesinde maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 6698 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 6720.252 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 14.36 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{6698}{6720.252} \times 14.36 = 14.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{14.31}{14.40} = 0.99 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.7.7 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 38.82 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd,max} = 52.35 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 38.82 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{52.35}{24.96 \times 0.66} = 3.18 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.8 1 ve 8 Aksları IPE 270 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında 1 ve 8 aksları üzerinde bulunan IPE 270 sürekli kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri aşağıda verilmiştir. Aks uçlarında bulunan 3.00 metrelik konsollar için ayrı hesaplar yapılmıştır.

$$M_{\max}^+ = 2733.68 \text{ kN.cm} \quad M_{\max}^- = 5368.52 \text{ kN.cm} \quad V_{sd,max} = 43.14 \text{ kN}$$

$$h_a = 27 \text{ cm} \quad t_w = 0.66 \text{ cm} \quad b_f = 13.50 \text{ cm} \quad t_f = 1.02 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^{\pm} = 50.00 \text{ cm} \quad A_a = 45.90 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 5790 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 420 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 72.07 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 6213.82 \text{ cm}^4$$

Hesaplarda b_{eff} değeri hem pozitif hem de negatif moment bölgesi için yaklaşık olarak 50 cm kullanılmıştır.

IPE 270 profili için kompaktlık ve kiriş başlığı ile gövdenin 1. sınıfa ait olduğunu gösteren tahkikler önceki hesaplarda yapılmıştır.

3.2.8.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Tam kayma bağlantısı kabulüne göre, Denklem (3.40), (3.41) ve (3.42) kullanılarak hesaplar yapılırsa; (bkz. Böl. 3.2.1.1)

$$N_{c,f} = 50 \times 5.1 \times (0.85 \times 2/1.5) = 289 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = 45.9 \times 24 = 1101.6 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 1101.6 - 289 = 821.60 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{821.60}{2 \times 13.5 \times 24} + 10.5 = 11.75 \text{ cm}$$

Bu durumda tarafsız eksen kiriş başlığı üzerindedir. (Denklem (3.43))

$$M_{pl,Rd} = 1101.6 \times \left(\frac{27}{2} + 10.5 - \frac{5.1}{2} \right) - 821.60 \times (11.75 - 5.1 - 10.5)/2$$

$$M_{pl,Rd} = 16659.64 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 2733.68 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

Kısmi kayma bağlantısı kabulüne göre;

Kiriş boyu, $L = 6.60 \text{ m}$ olduğu için, (Denklem (3.45))

$$5 \leq L \leq 25 \text{ m} \rightarrow \frac{N}{N_f} = 0.25 + 0.03 \times 6.60 = 0.448$$

$$N_c = 289 \times 0.448 = 129.47 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = 45.9 \times 24 = 1101.6 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 1101.6 - 129.47 = 972.13 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{972.13}{2 \times 13.5 \times 24} + 10.5 = 12.00 \text{ cm}$$

Tarafsız eksen gövdenin üzerindedir. Bu durumda başlık ve gövdenin hesabı ayrı ayrı yapılmalıdır. (Denklem (3.44))

$$N_{ac} = 2 \times 24 \times 13.5 \times 1.02 = 660.96 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 1101.6 - 129.47 - 660.96 = 311.17 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2 \times 24 \times 0.66 \times h_{aw} = 311.17 \text{ kN} \Rightarrow h_{aw} = 9.82 \text{ cm}$$

$$M_{pl.Rd} = 1101.6 \times 24 - 129.47 \times 5.1 \times 0.448/2 - 660.96 \times 11.01 - 311.17 \times 16.43$$

$$M_{pl.Rd} = 12900.49 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 2733.68 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.8.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 50 \times 55}{100 \times 1.15} = 44.96 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{44.96}{2 \times 24 \times 0.66} = 1.42 \text{ cm} < \frac{27}{2} - 1.02 = 12.48 \text{ cm}$$

$$z = 27/2 + 8.5 - 1.42/2 = 21.29 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 484 \times 24 = 11616 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 11616 + 44.96 \times 21.23 = 12573.14 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 12503.14 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 5368.52 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.8.3 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirildiği için ($N_r = 1$) gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.57) ve (3.58))

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.564 < 1.00$$

Çelik sac olukları kirişe dik yerleştirildiği için sacın etkisi sıfır kabul edilir.

$$N_{cf} = \min [1101.6 ; (289 + 44.96)] = 333.96 \text{ kN}$$

$$V_{lf} = 333.96 + 44.96 + 0 = 378.91 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{378.91}{44.44 \times 0.564} \approx 16 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

Yapıda, oluklara yerleşim düzenine göre 20 adet $\phi 16$ kullanılmıştır.

3.2.8.4 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.6/1.02 = 1.57 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8.0 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.8.5 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 45.9 - 2 \times 13.50 \times 1.02 + (0.66 + 2 \times 1.5) \times 1.02 = 22.09 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 22.09 \times (24/\sqrt{3}) = 306.13 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 306.13 \text{ kN} > V_{sd} = 43.14 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.8.6 Sehım Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 270 kirişinin yaptığı maksimum sehım 0.60 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 0.60 \text{ cm} < \frac{660}{300} = 2.2 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.8.7 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$s = 140 \text{ cm}$ (Alt başlığın basınca çalıştığı aralık)

$$i_y = 3.56 \text{ cm} \quad C_b = 1$$

$$\frac{140}{3.56} = 39.33 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1}{2400}} = 111.80$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (39.33)^2}{90000000 \times 1} \right] \times 2400 = 1501 \text{ kg/cm}^2 = 15.01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1}{140 \times 27/16.52} = 3670 \text{ kg/cm}^2 = 36.70 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.4 \text{ kN/cm}^2 < 15.01 \text{ kN/cm}^2 < 36.70 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPE 270 kirişi için Tip 1 yüklemede maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 3540 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 6213.82 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 13.80 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{3540}{6213.82} \times 13.80 = 7.86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{7.86}{14.40} = 0.55 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.8.8 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 38.82 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd.\max} = 43.14 \text{ kN}$$

$$h_w / t_w = 38.82 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{43.14}{24.96 \times 0.66} = 2.62 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.9 1 ve 8 Aksları IPE 270 Konsol Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında 1 ve 8 aksları üzerinde bulunana IPE 270 konsol kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri aşağıda verilmiştir.

$$M_{\max}^- = 4990.16 \text{ kN.cm} \quad V_{sd.\max} = 29.33 \text{ kN}$$

$$h_a = 27 \text{ cm} \quad t_w = 0.66 \text{ cm} \quad b_f = 13.50 \text{ cm} \quad t_f = 1.02 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^- = 50.00 \text{ cm} \quad A_a = 45.90 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 5790 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 420 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 72.07 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 6213.82 \text{ cm}^4$$

IPE 270 profili için kompaktlık ve kiriş başlığı ile gövdenin 1. sınıfa ait olduğunu gösteren tahkikler önceki hesaplarda yapılmıştır.

3.2.9.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 50 \times 55}{100 \times 1.15} = 44.96 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{44.96}{2 \times 24 \times 0.66} = 1.42 \text{ cm} < \frac{27}{2} - 1.02 = 12.48 \text{ cm}$$

$$z = 27/2 + 8.5 - 1.42/2 = 21.29 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 484 \times 24 = 11616 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 11616 + 44.96 \times 21.23 = 12573.14 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 12503.14 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 4990.16 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.9.2 Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirildiği için ($N_r = 1$) gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.57) ve (3.58))

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.564 < 1.00$$

Çelik sac olukları kirişe dik yerleştirildiği için sacın etkisi de sıfır kabul edilir.

$$\text{Kiriş konsol olduğu için; } N_{cf} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{lf} = 0 + 44.96 + 0 = 44.96 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{44.96}{44.44 \times 0.564} \approx 2 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

Yapıda, max. aralık şartı nedeniyle 5 adet $\phi 16$ kullanılmıştır.

3.2.9.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.6/1.02 = 1.57 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.9.4 Düşey Kayma Dayanımı

$$A_v = 45.9 - 2 \times 13.50 \times 1.02 + (0.66 + 2 \times 1.5) \times 1.02 = 22.09 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 22.09 \times (24/\sqrt{3}) = 306.13 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 306.13 \text{ kN} > V_{sd} = 29.33 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.9.5 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 270 kirişinin yaptığı maksimum sehim 2.20 cm olarak görülmüştür. L boyu olarak konsol ucunun köşe kolona olan mesafesi alınmıştır. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 2.20 \text{ cm} < \frac{625}{250} = 2.5 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.9.6 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 300 \text{ cm} \quad i_y = 3.56 \text{ cm} \quad C_b = 1.75$$

$$\frac{300}{3.56} = 84.29 < \sqrt{\frac{300000000 \times 1.75}{2400}} = 147.90$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (84.29)^2}{900000000 \times 1.75} \right] \times 2400 = 1340 \text{ kg/cm}^2 = 13.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.75}{300 \times 27/16.52} = 2998 \text{ kg/cm}^2 = 29.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$13.40 \text{ kN/cm}^2 < 0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.4 \text{ kN/cm}^2 < 29.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 13.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPE 270 kirişi için Tip 1 yüklemesinde maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 3403 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 6213.82 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 13.80 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{3403}{6213.82} \times 13.80 = 7.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{7.56}{13.40} = 0.56 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.9.7 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 38.82 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd.\max} = 29.33 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 38.82 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{29.33}{24.96 \times 0.66} = 1.78 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.10 3 ve 6 Aksları IPE 500 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında 3 ve 6 aksları üzerinde, B-C ve K-L aksları arasında bulunan IPE 500 sürekli kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri verilmiştir. Aks uçlarında bulunan 3.00 metrelik konsollar için ayrı hesaplar yapılmıştır.

$$M_{\max}^+ = 4417.34 \text{ kN.cm} \quad M_{\max}^- = 11127.98 \text{ kN.cm} \quad V_{sd.\max} = 90.195 \text{ kN}$$

$$h_a = 50 \text{ cm} \quad t_w = 1.02 \text{ cm} \quad b_f = 20 \text{ cm} \quad t_f = 1.60 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^{\pm} = 100 \text{ cm} \quad A_a = 116 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 48200 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 2140 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 168.33 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 50208.568 \text{ cm}^4$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$20 / (2 \times 1.60) = 6.25 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$46.80 / 1.02 = 45.88 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$N_{d.\max} = 227.07 \text{ kN}, \quad |227.07 / (24 \times 168.33)| = 0.06 \leq 0.10 \text{ için,}$$

$$37.82 \leq 94.66 \times (1 - 1.7 \times 0.06) = 85.00 \quad (\text{uygun})$$

Başlık ve gövdenin hangi sınıfa ait olduğu incelenirse;

$$(b_f - t_w) / (2t_f) = (20 - 1.02) / (2 \times 1.60) = 5.93 < 7.32 \text{ (I. sınıf başlık sınır değeri)}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{46.80}{1.02} = 45.88 < 50 \text{ (I. sınıf gövde sınır değeri)}$$

3.2.10.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Tam kayma bağlantısı kabulüne göre, Denklem (3.40), (3.41) ve (3.42) kullanılarak hesaplar yapılırsa; (bkz. Böl. 3.2.1.1)

$$N_{c,f} = 100 \times 5.1 \times (0.85 \times 2/1.5) = 578 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = 116 \times 24 = 2784 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 2784 - 578 = 2206 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{2206}{2 \times 20 \times 24} + 10.5 = 12.80 \text{ cm}$$

Tarafsız eksen gövdenin üzerindedir. Bu durumda başlık ve gövdenin hesabı ayrı ayrı yapılmalıdır. (Denklem (3.44))

$$N_{ac} = 2 \times 24 \times 20 \times 1.60 = 1536 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2784 - 578 - 1536 = 670 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2 \times 24 \times 1.02 \times h_{aw} = 670 \text{ kN} \Rightarrow h_{aw} = 13.68 \text{ cm}$$

$$M_{pl.Rd} = 2784 \times 35.5 - 578 \times 5.1/2 - 1536 \times 11.30 - 670 \times 18.94$$

$$M_{pl.Rd} = 67311.5 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 4417.34 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

Kısmi kayma bağlantısı kabulüne göre;

Kiriş boyu, $L = 6.60 \text{ m}$ olduğu için, (Denklem (3.45))

$$5 \leq L \leq 25 \text{ m} \rightarrow \frac{N}{N_f} = 0.25 + 0.03 \times 6.60 = 0.448$$

$$N_c = 578 \times 0.448 = 258.94 \text{ kN}$$

$$N_{a.pl} = 116 \times 24 = 2784 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 2 \times 24 \times 20 \times 1.60 = 1536 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2784 - 258.94 - 1536 = 989.06 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2 \times 24 \times 1.02 \times h_{aw} = 989.06 \text{ kN} \Rightarrow h_{aw} = 20.20 \text{ cm}$$

$$M_{pl.Rd} = 2784 \times 35.5 - 258.94 \times 5.1 \times 0.448/2 - 1536 \times 11.30 - 989.06 \times 22.2$$

$$M_{pl.Rd} = 59221.69 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 4417.34 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.10.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 100 \times 55}{100 \times 1.15} = 89.91 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{89.91}{2 \times 24 \times 1.02} = 1.84 \text{ cm} < \frac{50}{2} - 1.60 = 23.40 \text{ cm}$$

$$z = 50/2 + 8.5 - 1.84/2 = 32.58 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 2194 \times 24 = 52656 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 52656 + 89.91 \times 32.58 = 55585.53 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 55585.53 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 1157.98 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.10.3 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirildiği için ($N_r = 1$) gerekli bağlantı eleman sayısı Denklem (3.57) ve (3.58) kullanılarak hesaplanmıştır.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.564 < 1.00$$

Çelik sac olukları kirişe dik yerleştirildiği için sacın etkisi de sıfır kabul edilir.

$$N_{cf} = \min[2784 ; (578 + 89.91)] = 667.91 \text{ kN}$$

$$V_{lf} = 667.91 + 89.91 + 0 = 757.83 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{757.83}{44.44 \times 0.564} \approx 33 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.10.4 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.60/1.60 = 1 \leq 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.10.5 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 116 - 2 \times 20 \times 1.60 + (1.02 + 2 \times 2.1) \times 1.60 = 60.35 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 60.35 \times (24 / \sqrt{3}) = 836.26 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 836.26 \text{ kN} > V_{sd} = 90.19 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.10.6 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 500 kirişinin yaptığı maksimum sehim 0.10 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 0.10 \text{ cm} < \frac{660}{300} = 2.20 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.10.7 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 150 \text{ cm} \quad (\text{Alt başlığın basınca çalıştığı aralık})$$

$$i_y = 5.17 \text{ cm} \quad C_b = 1$$

$$\frac{150}{5.17} = 29.02 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1}{2400}} = 111.80$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (29.02)^2}{90000000 \times 1} \right] \times 2400 = 1546 \text{ kg/cm}^2 = 15.46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1}{150 \times 50 / 39.96} = 4475 \text{ kg/cm}^2 = 44.75 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.4 \text{ kN/cm}^2 < 15.46 \text{ kN/cm}^2 < 44.75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPE 500 kirişi için Tip 3 yüklemesinde X doğrultusunda deprem geldiğinde maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 12655 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 50208.568 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 25.33$ cm

$$\sigma_b = \frac{12655}{50208.568} \times 25.33 = 6.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{6.38}{14.40 \times 1.33} = 0.33 < 1.00 \Rightarrow \text{Takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.10.8 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 45.88 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd.max} = 90.19 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 45.88 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{90.19}{46.80 \times 1.02} = 1.89 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.11 3 ve 6 Aksları IPE 500 Konsol Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında 3 ve 6 aksları üzerinde bulunan IPE 500 konsol kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri aşağıda verilmiştir.

$$M_{max}^- = 26558 \text{ kN.cm} \quad V_{sd.max} = 108.32 \text{ kN}$$

$$h_a = 50 \text{ cm} \quad t_w = 1.02 \text{ cm} \quad b_f = 20 \text{ cm} \quad t_f = 1.60 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^- = 112.5 \text{ cm} \quad A_a = 116 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 48200 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 2140 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 174.88 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 50455.14 \text{ cm}^4$$

IPE 500 profili için kompaktlık ve kiriş başlığı ile gövdenin 1. sınıfa ait olduğunu gösteren tahkikler önceki hesaplarda yapılmıştır.

3.2.11.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 112.5 \times 55}{100 \times 1.15} = 101.15 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{101.15}{2 \times 24 \times 1.02} = 2.07 \text{ cm} < \frac{50}{2} - 1.60 = 23.40 \text{ cm}$$

$$z = 50/2 + 8.5 - 2.07/2 = 32.47 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 2194 \times 24 = 52656 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 52656 + 67.43 \times 32.47 = 55940.11 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 55940.11 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 26558 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.11.2 Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına dik yerleştirildiği için ($N_r = 1$) gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.57) ve (3.58))

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.564 < 1.00$$

Çelik sac olukları kirişe dik yerleştirildiği için sacın etkisi de sıfır kabul edilir.

$$\text{Kiriş konsol olduğu için; } N_{cf} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{lf} = 0 + 101.15 + 0 = 101.15 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{101.15}{44.44 \times 0.564} \approx 5 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.11.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.6/1.6 = 1 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.11.4 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 116 - 2 \times 20 \times 1.60 + (1.02 + 2 \times 2.1) \times 1.60 = 60.35 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 60.35 \times (24 / \sqrt{3}) = 836.26 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 836.26 \text{ kN} > V_{sd} = 108.32 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.11.5 Sehîm Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 500 kirişinin yaptığı maksimum sehîm 1.00 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 1.00 \text{ cm} < \frac{300}{250} = 1.2 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.11.6 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir, (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 300 \text{ cm (Alt başlığın basınca çalıştığı aralık)}$$

$$i_y = 5.17 \text{ cm} \quad C_b = 1.75$$

$$\frac{300}{5.17} = 58.04 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1.75}{2400}} = 147.90$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (58.04)^2}{90000000 \times 1.75} \right] \times 2400 = 1477 \text{ kg/cm}^2 = 14.77 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.75}{300 \times 50 / 39.96} = 3916 \text{ kg/cm}^2 = 39.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 14.77 \text{ kN/cm}^2 < 39.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPE 500 kirişi için Tip 1 yüklemesinde maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 19240 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, } I_{k2} = 50455.14 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, } g = 25.40 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{19240}{50455.14} \times 25.40 = 9.65 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{9.65}{14.40} = 0.67 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.11.7 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 45.88 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd,max} = 108.32 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 45.88 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{108.32}{46.80 \times 1.02} = 2.29 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.12 A ve M Aksları IPE 500 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında A ve M aksları üzerinde, 3 ve 6 aksları arasında bulunan IPE 500 sürekli kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri verilmiştir.

Bu kirişlerde konsol ucunda bulunduklarından dolayı pozitif moment oluşmamaktadır. A ve M aksları üzerinde olup 1–3, 6–8 aksları arasında kalan IPE 500 kirişleri için ayrı hesap yapılmıştır.

$$M_{\max}^- = 8828 \text{ kN.cm} \quad V_{sd,max} = 32.44 \text{ kN}$$

$$h_a = 50 \text{ cm} \quad t_w = 1.02 \text{ cm} \quad b_f = 20 \text{ cm} \quad t_f = 1.60 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^- = 150 \text{ cm} \quad A_a = 116 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 48200 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 2140 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 194.50 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 51189.02 \text{ cm}^4$$

IPE 500 profili için kompaktlık ve kiriş başlığı ile gövdenin 1. sınıfa ait olduğunu gösteren tahkikler önceki hesaplarda yapılmıştır.

3.2.12.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 150 \times 55}{100 \times 1.15} = 134.87 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{134.87}{2 \times 24 \times 1.02} = 2.75 \text{ cm} < \frac{50}{2} - 1.60 = 23.40 \text{ cm}$$

$$z = 50/2 + 8.5 - 2.75/2 = 32.12 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 2194 \times 24 = 52656 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 52656 + 134.87 \times 32.12 = 56988.37 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 56988.87 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 8828 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.12.2 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına paralel yerleştirildiği için gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.56) ve (3.58))

$$k = 0.6 \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.483 < 1.0$$

Kirişte pozitif moment bölgesi olmadığı için;

$$N_{cf} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{lf} = 0 + 134.87 + 2.617 \times 150/150 \times 32 = 218.61 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{218.61}{44.44 \times 0.483} \approx 10 \text{ adet}$$

Eleman sayısı, max. aralık sınırından dolayı 14 adet $\phi 16$ kullanılmıştır.

3.2.12.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı;

$$1.6/1.6 = 1 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.12.4 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 116 - 2 \times 20 \times 1.60 + (1.02 + 2 \times 2.1) \times 1.60 = 60.35 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 60.35 \times (24 / \sqrt{3}) = 836.26 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 836.26 \text{ kN} > V_{sd} = 32.44 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.12.5 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 500 kirişinin yaptığı maksimum sehim 0.90 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 0.90 \text{ cm} < \frac{900}{300} = 3 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.12.6 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir, (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 300 \text{ cm} \text{ (Alt başlığın basınca çalıştığı aralık)}$$

$$i_y = 5.17 \text{ cm} \quad C_b = 1$$

$$\frac{300}{5.17} = 58.03 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1}{2400}} = 111.80$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (58.03)^2}{90000000 \times 1} \right] \times 2400 = 1384 \text{ kg/cm}^2 = 13.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1}{300 \times 50 / 39.96} = 2238 \text{ kg/cm}^2 = 22.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$13.84 \text{ kN/cm}^2 < 0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 22.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 13.84 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPE 500 kirişi için Tip 1 yüklemesinde maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 6417 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 51189.02 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 25.60 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{6417}{51189.02} \times 25.60 = 3.21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{3.21}{13.84} = 0.232 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.12.7 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 45.88 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd.\max} = 32.44 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda;

$$h_w / t_w = 45.88 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{32.44}{46.80 \times 1.02} = 0.68 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.13 A ve M Aksları IPE 500 Konsol Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında A ve M aksları üzerinde, 1 – 3, 6 – 8 aksları arasında kalan IPE 500 konsol kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri verilmiştir.

$$M_{\max}^- = 8878 \text{ kN.cm} \quad V_{sd,\max} = 36.37 \text{ kN}$$

$$h_a = 50 \text{ cm} \quad t_w = 1.02 \text{ cm} \quad b_f = 20 \text{ cm} \quad t_f = 1.60 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^- = 150 \text{ cm} \quad A_a = 116 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 48200 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 2140 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 194.50 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 51189.02 \text{ cm}^4$$

IPE 500 profili için kompaktlık ve kiriş başlığı ile gövdenin 1. sınıfa ait olduğunu gösteren tahkikler önceki hesaplarda yapılmıştır.

3.2.13.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 150 \times 55}{100 \times 1.15} = 134.87 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{134.87}{2 \times 24 \times 1.02} = 2.75 \text{ cm} < \frac{50}{2} - 1.60 = 23.40 \text{ cm}$$

$$z = 50/2 + 8.5 - 2.75/2 = 32.12 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 2194 \times 24 = 52656 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 52656 + 134.87 \times 32.12 = 56988.37 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 56988.87 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 8878 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.13.2 Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5$ cm seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına paralel yerleştirildiği için gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.56) ve (3.58))

$$k = 0.6 \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8}{5.4} - 1 \right) = 0.405 < 1.0$$

Kirişte pozitif moment bölgesi olmadığı için; $N_{cf} = 0$ kN

$$V_{lf} = 0 + 134.87 + 2.617 \times 150/150 \times 32 = 218.61 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{218.61}{44.44 \times 0.483} \approx 10 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.13.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.6/1.6 = 1 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.13.4 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 116 - 2 \times 20 \times 1.60 + (1.02 + 2 \times 2.1) \times 1.60 = 60.35 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 60.35 \times (24 / \sqrt{3}) = 836.26 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 836.26 \text{ kN} > V_{sd} = 36.37 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.13.5 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPE 500 kirişinin yaptığı maksimum sehim 2.20 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 2.20 \text{ cm} < \frac{625}{250} = 2.50 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.13.6 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 300 \text{ cm} \quad i_y = 5.17 \text{ cm} \quad C_b = 1.75$$

$$\frac{300}{5.17} = 58.04 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1.75}{2400}} = 147.90$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (58.04)^2}{90000000 \times 1.75} \right] \times 2400 = 1477 \text{ kg/cm}^2 = 14.77 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.75}{300 \times 50 / 39.96} = 3916 \text{ kg/cm}^2 = 39.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 14.77 \text{ kN/cm}^2 < 39.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPE 500 kirişi için Tip 1 yüklemesinde maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 6454 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 51189.02 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 25.60 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{6419}{51189.02} \times 25.60 = 3.21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{3.21}{14.40} = 0.22 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.13.7 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 45.88 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd \cdot \max} = 36.37 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 45.88 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{36.37}{46.80 \times 1.02} = 0.76 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.14 B ~ L Aksları IPBl 500 Sürekli Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında B, C, D, E, F, G, H, I, J, K ve L aksları üzerinde, 3 ve 6 aksları arasında bulunan IPBl 500 sürekli kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri verilmiştir. Bu aksların üzerinde olup 1 – 3, 6 – 8 aksları arasında kalan konsol kirişler için ayrı hesap yapılmıştır.

$$M_{\max}^+ = 15250 \text{ kN.cm} \quad M_{\max}^- = 39879 \text{ kN.cm} \quad V_{sd \cdot \max} = 188.77 \text{ kN}$$

$$h_a = 49 \text{ cm} \quad t_w = 1.20 \text{ cm} \quad b_f = 30 \text{ cm} \quad t_f = 2.30 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^+ = 115 \text{ cm} \quad A_a = 198 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 86070 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 10370 \text{ cm}^4$$

$$b_{eff}^- = 195 \text{ cm} \quad A_{k2} = 300.05 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 89860.13 \text{ cm}^4$$

Hesaplarda pozitif moment bölgesinde b_{eff}^+ , negatif moment bölgesinde b_{eff}^- dikkate alınmıştır.

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$30/2 \times 2.30 = 6.52 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$44.40/1.20 = 37.00 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$N_{d,max} = 463.65 \text{ kN}, \quad |463.65/(24 \times 300.05)| = 0.06 \leq 0.10 \text{ için,}$$

$$37.82 \leq 94.66 \times (1 - 1.7 \times 0.06) = 85.00 \quad (\text{uygun})$$

Başlık ve gövdenin hangi sınıfa ait olduğu incelenirse;

$$(b_f - t_w)/2t_f = (30 - 1.20)/2 \times 2.30 = 6.26 < 7.32 \text{ (I. sınıf başlık sınır değeri)}$$

$$h_w/t_w = 44.40/1.20 = 37 < 50 \text{ (I. sınıf gövde sınır değeri)}$$

3.2.14.1 Pozitif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Tam kayma bağlantısı kabulüne göre, Denklem (3.40), (3.41) ve (3.42) kullanılarak hesaplar yapılırsa; (bkz. Böl. 3.2.1.1)

$$N_{c,f} = 115 \times 5.1 \times (0.85 \times 2/1.5) = 664.7 \text{ kN}$$

$$N_{a,pl} = 198 \times 24 = 4752 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 4752 - 664.70 = 4087.30 \text{ kN}$$

$$x_c = \frac{4087.30}{2 \times 30 \times 24} + 10.5 = 13.34 \text{ cm}$$

Tarafsız eksen gövdenin üzerindedir. Bu durumda başlık ve gövdenin hesabı ayrı ayrı yapılmalıdır. (Denklem (3.44))

$$N_{ac} = 2 \times 24 \times 30 \times 2.30 = 3312 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 4752 - 664.70 - 3312 = 775.30 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2 \times 24 \times 1.20 \times h_{aw} = 775.30 \text{ kN} \Rightarrow h_{aw} = 13.46 \text{ cm}$$

$$M_{pl.Rd} = 4752 \times 35 - 664.70 \times 5.1/2 - 3312 \times 11.65 - 775.30 \times 19.53$$

$$M_{pl.Rd} = 110898.61 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 15250 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

Kısmi kayma bağlantısı kabulüne göre;

Kiriş boyu, $L = 9.00 \text{ m}$ olduğu için, (Denklem (3.45))

$$5 \leq L \leq 25 \text{ m} \rightarrow N/N_f = 0.25 + 0.03 \times 9.00 = 0.52$$

$$N_c = 664.70 \times 0.52 = 345.64 \text{ kN}$$

$$N_{a.pl} = 198 \times 24 = 4752 \text{ kN}$$

$$N_{ac} = 2 \times 24 \times 30 \times 2.30 = 3312 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 4752 - 345.64 - 3312 = 1094.36 \text{ kN}$$

$$N_{aw} = 2 \times 24 \times 1.20 \times h_{aw} = 1094.36 \text{ kN} \Rightarrow h_{aw} = 19.00 \text{ cm}$$

$$M_{pl.Rd} = 4752 \times 35 - 354.64 \times 0.52 \times 5.1/2 - 3312 \times 11.65 - 1094.36 \times 22.30$$

$$M_{pl.Rd} = 102860.72 \text{ kNcm} > M_{\max}^+ = 15250 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.14.2 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 195 \times 55}{100 \times 1.15} = 175.33 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{175.33}{2 \times 24 \times 1.20} = 3.04 \text{ cm} < \frac{49}{2} - 2.30 = 22.20 \text{ cm}$$

$$z = 49/2 + 8.5 - 3.04/2 = 31.48 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 3949 \times 24 = 94776 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 94776 + 175.33 \times 31.48 = 100295.39 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 100295.39 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 39879 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.14.3 Sürekli Kirişlerde Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN} \text{ kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına paralel yerleştirildiği için gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.56) ve (3.58))

$$k = 0.6 \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.483 < 1.0$$

$$N_{cf} = \min [4752 ; (664.70 + 103.40)] = 768.10 \text{ kN}$$

$$V_{lf} = 768.10 + 103.40 + 2.617 \times 115/150 \times 32 = 935.70 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{935.70}{44.44 \times 0.483} \approx 45 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.14.4 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı; (bkz. Böl. 3.2.2.3)

$$1.6/2.3 = 0.7 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 14.50 \text{ cm}$$

$$14.50 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 29 \text{ cm}$$

$$29 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.14.5 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 198 - 2 \times 30 \times 2.30 + (1.20 + 2 \times 2.7) \times 2.30 = 75.18 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 75.18 \times (24 / \sqrt{3}) = 1041.72 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 1041.72 \text{ kN} > V_{sd} = 188.77 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.14.6 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre IPBl 500 kirişinin yaptığı maksimum sehim 0.10 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 0.10 \text{ cm} < \frac{900}{300} = 3.00 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.14.7 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 220 \text{ cm} \text{ (Alt başlığın basınca çalıştığı aralık)}$$

$$i_y = 8.15 \text{ cm} \quad C_b = 1$$

$$\frac{220}{8.15} = 26.99 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1}{2400}} = 111.80$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (26.99)^2}{90000000 \times 1} \right] \times 2400 = 1553 \text{ kg/cm}^2 = 15.53 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1}{220 \times 49 / 77.88} = 6069 \text{ kg/cm}^2 = 60.69 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.53 \text{ kN/cm}^2 < 60.69 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

IPBl 500 kirişi için Tip 3 yüklemede maksimum moment elde edilmiştir, şöyle ki:

$$M_{\max} = 65111 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 89860.13 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 24.71 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{65111}{89860.13} \times 24.71 = 17.90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_b / \sigma_B = 17.90 / 14.40 \times 1.33 = 0.94 < 1.00 \Rightarrow \text{Takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.14.8 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 37.00 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd, \max} = 188.77 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 37.00 < 260 \quad (\text{uygun})$$

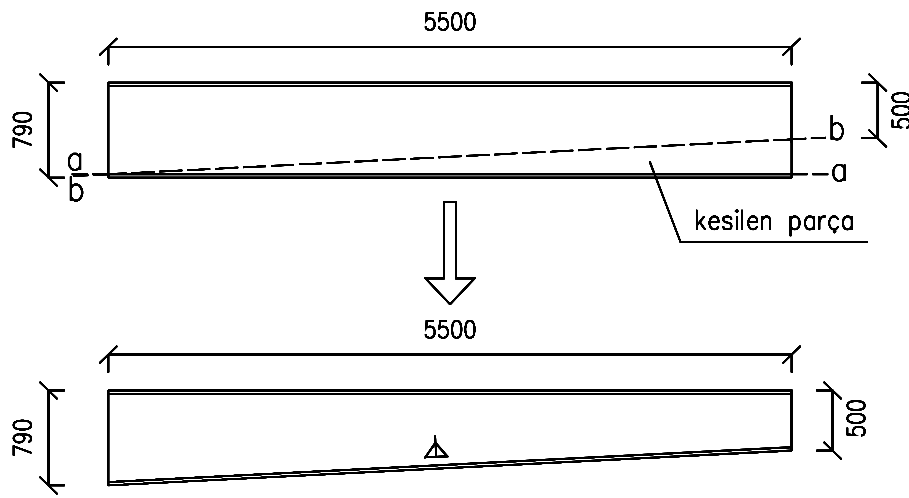
$$\tau = \frac{188.77}{44.40 \times 1.02} = 4.17 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.2.15 B ~ L Aksları Yapma Konsol Kirişlerinin Tahkiki

Kat planında B ~ L Aksları üzerinde, 1 – 3, 6 – 8 aksları arasında kalan yapma konsol kirişleri için yedi numaralı yüklemenin oluşturduğu SAP 2000 programından elde edilen sonuçlar ve kirişin tahkiklerde kullanılan değerleri aşağıda verilmiştir.

Kullanılan Yapma Kiriş, IPBl 800 profilinin Şekil 3.10’da gösterildiği gibi gövdeden parça kesilerek alt başlığın yani a ekseninin b eksenine ile birleştirilip kaynaklanması şeklinde oluşturulmuştur. Tahkikler momentin maksimum olduğu kolonla birleştiği kısımda yapılmıştır. Sehim incelemesi ise konsol ucu olan 50 cm yükseklikli kısımda tahkik edilmiştir.



Şekil 3.9: Yapma Konsol Kiriş Boyutlandırılması (mm)

$$M_{\max}^- = 96703 \text{ kN.cm} \quad V_{sd.\max} = 251.03 \text{ kN}$$

$$t_w = 1.50 \text{ cm} \quad b_f = 30 \text{ cm} \quad t_f = 2.80 \text{ cm}$$

$$b_{eff}^- = 195 \text{ cm} \quad A_a = 286 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} = 303400 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} = 12640 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kompozit kiriş :} \quad A_k = 388.05 \text{ cm}^2 \quad I_{k2} = 311549.55 \text{ cm}^4$$

Yapma dolu gövdeli kirişlerde kompaktlık kontrol edilirse [2]; (Denklem (3.37))

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{25}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (3.71a)$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{950}{\sqrt{\sigma_a (\sigma_a + 1.2)}} \quad (3.71b)$$

$$\frac{30}{2.80} = 10.71 \leq \frac{25}{\sqrt{2.4}} = 16.13 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{73.40}{1.50} = 48.93 < \frac{950}{\sqrt{2.4(2.4 + 1.2)}} = 323.20 \quad (\text{uygun})$$

Kiriş gövde ve başlığı kompakttır.

Başlık ve gövdenin hangi sınıfa ait olduğu incelenirse;

$$\frac{(b_f - t_w)}{2t_f} = \frac{(30 - 1.50)}{2 \times 2.80} = 5.09 < 7.32 \text{ (I. sınıf başlık sınır değeri)}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{73.40}{1.50} = 48.93 < 50 \text{ (I. sınıf gövde sınır değeri)}$$

3.2.15.1 Negatif Moment Bölgesinde Plastik Moment Dayanımı

Denklem (3.46), (3.47), (3.48), (3.49) ve (3.50)'e göre hesaplar yapılırsa;

$$N_s = \frac{1.88 \times 195 \times 55}{100 \times 1.15} = 175.33 \text{ kN}$$

$$x_a = \frac{175.33}{2 \times 24 \times 1.50} = 2.44 \text{ cm} < \frac{79}{2} - 2.80 = 36.70 \text{ cm}$$

$$z = 79/2 + 8.5 - 2.44/2 = 46.78 \text{ cm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 8969 \times 24 = 208776 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 208776 + 175.33 \times 46.78 = 216978.38 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 216978.38 \text{ kN.cm} > M_{\max}^- = 96703 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.15.2 Kayma Bağlantısı

Kayma bağlantısı olarak $\phi 16$, $h = 8.5 \text{ cm}$ seçilirse önceki hesaplardan bulunan,

$$P_{Rd} = 44.44 \text{ kN kullanılır.}$$

Profillenmiş çelik sac oluklarının kiriş açıklığına paralel yerleştirildiği için gerekli bağlantı eleman sayısı: (Denklem (3.56) ve (3.58))

$$k = 0.6 \times \frac{7.575}{5.4} \times \left(\frac{8.5}{5.4} - 1 \right) = 0.483 < 1.0$$

Kiriş konsol olduğu için; $N_{cf} = 0$ kN

$$V_{lf} = 0 + 175.33 + 2.617 \times 195 / 150 \times 32 = 284.20 \text{ kN}$$

$$N_f = \frac{284.20}{44.44 \times 0.483} \approx 14 \text{ adet } \phi 16 \text{ kullanılmalıdır.}$$

3.2.15.3 Kayma Bağlantıları için Konstrüktif Kurallar

- Bağlantı çapının kiriş başlığı kalınlığına oranı;

$$1.6 / 2.8 = 0.6 < 2.5 \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı min. sınırı;

$$x_{\min} = 32 \text{ cm}$$

$$32 \text{ cm} > 5 \times 1.6 = 8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Boyuna doğrultuda bağlantıların aralığı max. sınırı;

$$x_{\max} = 32 \text{ cm}$$

$$32 \text{ cm} < 6 \times 10.5 = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

- Kayma bağlantısının boyu;

$$8.5 \text{ cm} > 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.15.4 Düşey Kayma Dayanımı

Hesaplar Denklem (3.61), (3.62) ve (3.63) kullanılarak yapılmıştır. (bkz. Böl. 3.2.3)

$$A_v = 286 - 2 \times 30 \times 2.80 + (1.50 + 2 \times 2.70) \times 2.80 = 137.32 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.a.Rd} = 137.32 \times (24 / \sqrt{3}) = 1902.76 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a.Rd} = 1902.76 \text{ kN} > V_{sd} = 251.03 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

3.2.15.5 Sehim Hesabı

SAP 2000 programından alınan değerlere göre konsol kirişinin yaptığı maksimum sehim 2.20 cm olarak görülmüştür. (bkz. Böl. 3.2.4)

$$\delta = 2.20 \text{ cm} \leq \frac{550}{250} = 2.20 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

3.2.15.6 Yanal Burkulma Hesabı

Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan hesaplar şu şekildedir; (bkz. Böl. 3.2.5)

$$s = 300 \text{ cm} \quad (\text{Alt başlığın burkulma boyu})$$

$$i_y = 7.85 \text{ cm} \quad C_b = 1.75$$

$$\frac{300}{7.85} = 38.23 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1.75}{2400}} = 147.90$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (38.23)^2}{90000000 \times 1.75} \right] \times 2400 = 1547 \text{ kg/cm}^2 = 15.47 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.75}{300 \times 79/102.35} = 6348 \text{ kg/cm}^2 = 63.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.47 \text{ kN/cm}^2 < 63.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

Konsol kirişi için Tip 1 yüklemesinde maksimum moment çıktığı görülmüştür.

$$M_{\max} = 69411 \text{ kN.cm}$$

Kompozit kiriş çatlamış kesit atalet momenti, $I_{k2} = 311549.55 \text{ cm}^4$

Kompozit kiriş ağırlık merkezi yüksekliği, $g = 39.71$ cm

$$\sigma_b = \frac{69411}{311549.55} \times 39.71 = 8.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_B} = \frac{8.85}{14.40} = 0.60 < 1.00 \Rightarrow \text{Basınç başlığına takviyeye gerek yoktur.}$$

3.2.15.7 Enine Takviye Hesabı

Enine takviye tahkikleri Denklem (3.70) kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$h_w / t_w = 48.93 < 319 / \sqrt{24} = 65.11 \Rightarrow \tau_{emn} = 0.40 \times 24 = 9.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd.max} = 251.03 \text{ kN}$$

Yapılan hesaplarda,

$$h_w / t_w = 48.93 < 260 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{251.03}{73.40 \times 1.50} = 2.28 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

olduğundan enine takviyeye gerek görülmemiştir.

3.3 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonlar, düşey, rüzgar ve deprem yüklerinden oluşan yüklemelerden en elverişsiz olanlarına göre TS 648 [2] ve DBYBHY’de [1] belirtilen kural ve yöntemlere göre boyutlandırılmışlardır.

Kolonlar boyutlandırılırken Denklem (3.72) koşulu sağlanırsa Denklem (3.73) kullanılabilir. Aksi halde (3.74) denklemleri kullanılmıştır [2].

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15 \quad (3.72)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (3.73)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \times \sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (3.74a)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.60 \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (3.74b)$$

Bu denklemlerde kullanılan değerler aşağıdaki formül ve yöntemlerle elde edilirler.

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} \quad (3.75)$$

σ_{bem} , kolonunun narinliğine, $\lambda_x = s_{kx}/i_x$ veya $\lambda_y = s_{ky}/i_y$ değerlerinden büyüğüne göre, TS 648 Çizelge – 8 kullanılarak tayin edilmiştir [2].

C_{mx}, C_{my} uç momentlerini y açıklık momentlerini ve yanal desteklemeyi gözönüne alan bir katsayı olup, hesaplarda yanal desteklemenin mümkün olduğu çerçevelerde 0.85 alınmıştır [2].

Denklem (3.74)'deki σ_B değeri ise kiriş tahkiklerindeki yanal burkulma hesabında anlatıldığı gibi hesaplanmıştır [2].

$$\sigma_e' = \frac{8290000}{(K \times s_b / i_b)^2} \quad (3.76)$$

Burada K , eğilmenin olduğu eksene göre burkulma boyunu elde etmek için kullanılan bir katsayıdır. Hesaplarda kolonların düğüm noktalarında, sık aralıklarla geçen çaprazlar nedeniyle çok rijit tutuldukları kabul edilip, $K = 1.0$ alınmıştır [2].

7 Mart 2007 tarihli DBYBHY'de [1] tanımlanan, gerekli durumlarda kullanılmak üzere yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri aşağıda tanımlanmıştır.

Yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri:

$$\text{Eğilme momenti kapasitesi} : M_p = W_p \times \sigma_a \quad (3.77a)$$

$$\text{Kesme kuvveti kapasitesi} : V_p = 0.60 \times \sigma_a \times A_k \quad (3.77b)$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi} : N_{bp} = 1.70 \times \sigma_{bem} \times A \quad (3.77c)$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi} : N_{cp} = \sigma_a \times A_n \quad (3.77d)$$

Birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri:

$$\text{Tam penetrasyonlu kaynak} : \sigma_a \quad (3.77e)$$

$$\text{Kısmi penetrasyonlu küt veya köşe kaynak} : 1.7 \times \sigma_{em} \quad (3.77f)$$

$$\text{Bulonlu birleşimler} : 1.7 \times \sigma_{em} \quad (3.77g)$$

Burada, σ_{em} ilgili birleşim elemanına ait emniyet gerilmelerini göstermektedir [2].

Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında, σ_a akma gerilmesi yerine $D_a \times \sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacaktır. Arttırılmış akma gerilmesinin hesabında uygulanacak D_a katsayıları, yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak, Tablo 3.1’de verilmiştir [1].

Tablo 3.1: Büyütme Katsayıları [1]

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

Deprem Yönetmeliği’ne göre [1], kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, Yük 5 ve Yük 6 arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momenti gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır. Kolon enkesitlerinin eksenel basınç ve çekme kapasiteleri Denklem (3.77c) ve (3.77d) ile hesaplanmışlardır [1].

Düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında Emniyet Gerilmeleri Yöntemi’ne göre yapılan kesit hesaplarında, emniyet gerilmeleri en fazla %33 arttırılacaktır [1]. Birleşim ve eklerin emniyet gerilmeleri esasına göre tasarımında ise, bu artırım %15’i aşmayacaktır [1].

Kolonlar üzerinde oluşan burulma momentinin de tahkik edilmesi gerekmektedir. Bunun için St. Venant Burulması yöntemi kullanılmıştır.

$$I_D = \frac{1}{3} \sum b_i t_i^3 \quad (3.78)$$

$$\tau_D = \frac{M_D}{I_D} \times t \leq \tau_{enn} \quad (3.79)$$

Kolonlar üzerinde oluşan kesme kuvveti için de tahkik yapılmıştır. İki ekseninde oluşan kesme kuvvetleri taşıdıkları gövde ve başlık alanlarına bölünerek kesme mukavemetleri ile kıyaslanmıştır [2].

$$\tau_D = \frac{Q_i}{A_i} \leq \tau_{enn} \quad (3.80)$$

Kolonlarda ayrıca kiriş tahkiklerinde yapıldığı gibi kompaktlık tahkikleri de yapılmıştır. Kiriş, kolon ve birleşim detayları tahkiklerinin sonucunda mevcut kolonların denklem (3.81)'e göre kirişlerden daha güçlü olduğu gösterilmiştir [1]

$$(M_{pa} + M_{pi}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (3.81)$$

Onuncu kattaki kolonların üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında bu denklemin sağlanıp sağlanmadığına bakılmamıştır [1]. Yapıda kullanılan kolonların kirişlerden güçlü olduğu Tablo 3.2 ve 3.3'de gösterilmiştir. Tablolarda gösterilen değerler kolonların eğilme momenti kapasiteleri ile birleşen kirişlerin eğilme momenti kapasitelerini ve birleşim hesaplarından elde edilen plastik mafsaldaki kesme kuvvetlerinden dolayı oluşan kolon yüzündeki ek eğilme momentlerinin kıyaslanmasını içermektedir [1].

Yapıda kolonlar için mevcut profillerin ihtiyacı karşı karşılayamamasından dolayı yapma kolonlar düzenlenmiştir ve bu kolonlar tahkiklerde S1 ve S2 olarak isimlendirilmişlerdir.

Tablo 3.2: S1 Kolonlarının Kirişlerden Güçlü Olması Tahkiki (kN/cm²)

Kat	X eksen		Y eksen	
	$(M_{px} + M_{pxi}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})$		$(M_{py} + M_{pyi}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})$	
1	684288	145461	684288	411472
2	684288	145461	684288	411472
3	628254	145461	628254	411472
4	572220	145420	572220	411419
5	572220	145420	572220	411419
6	522270	145420	522270	411419
7	472320	145436	472320	411742
8	472320	145436	472320	411742
9	472320	145436	472320	411742

Tablo 3.3: S2 Kolonlarının Kirişlerden Güçlü Olması Tahkiki (kN/cm²)

Kat	X eksen		Y eksen	
	$(M_{px} + M_{pxi}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})$		$(M_{py} + M_{pyi}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})$	
1	300816	93451	810432	411277
2	300816	93451	810432	411277
3	258384	93451	701424	411277
4	215952	93601	592416	411230
5	215952	93601	592416	411230
6	204936	93601	532408	411230
7	193920	94086	470400	411256
8	193920	94086	470400	411256
9	193920	94086	470400	411256

Tablo 3.2 ve 3.3’de belirtildiği üzere kolonların eğilme momenti kapasitelerinin, kirişlerin eğilme momenti kapasitelerinden büyük oldukları görülmektedir.

3.3.1 1. ve 3. Katlar Arası S1 Kolonlarının Boyutlandırılması

Kat planında 3-B, 6-B ve 3-L ile 6-L aksları üzerinde, 1. ve 3. katlar arasında kullanılan kolonlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-L aksındaki 1. kat kolonunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.

Yapma kolonun tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği SAP 2000 sonuçları şu şekildedir;

$$M_{xx2} = 16270.15 \text{ kN.cm} \quad M_{xx1} = 6665.31 \text{ kN.cm} \quad V_y = 25.27 \text{ kN}$$

$$M_{yy2} = 35959.41 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yy1} = 971.27 \text{ kN.cm}$$

$$V_x = 92.07 \text{ kN}$$

$$A = 1008 \text{ cm}^2$$

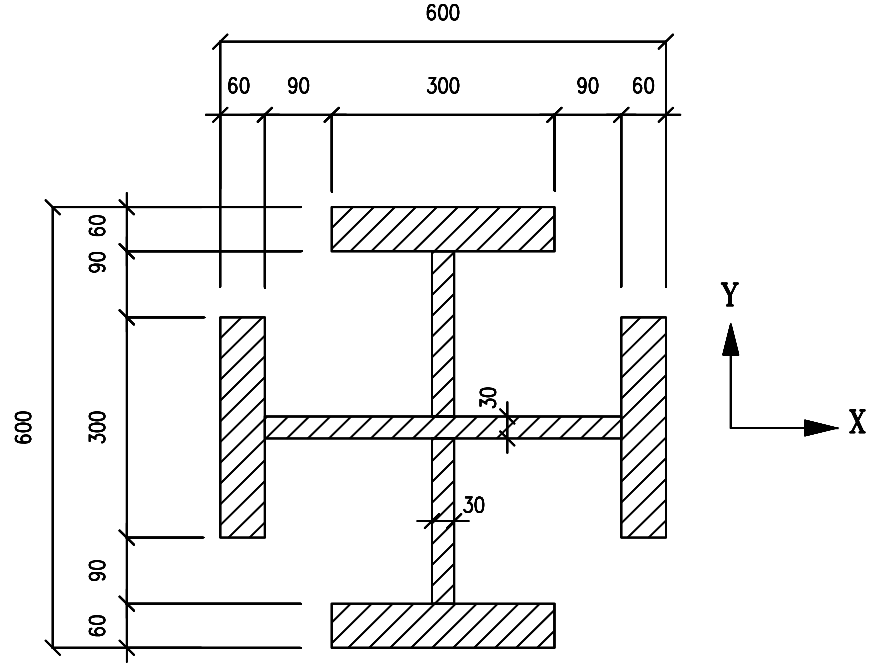
$$I_x = I_y = 318276 \text{ cm}^4$$

$$N_d = 11558.84 \text{ kN}$$

$$s = 380 \text{ cm}$$

$$i_x = i_y = 17.77 \text{ cm}$$

$$i_{xb} = i_{yb} = 8.13 \text{ cm}$$



Şekil 3.10: 1. ve 3. Katlar Arası S1 Kolonu Kesiti

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{30}{2 \times 6} = 2.50 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{48}{3} = 16.00 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{11558.84}{24 \times 1008} = 0.477 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{48}{3} = 16.00 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.477) = 63.85 \quad (\text{uygun})$$

Yük 3 yüklemesinden oluşan normal kuvvet ve eğilme momenti için Denklem (3.72), (3.75) ve (3.76) kullanılarak gerilme tahkikleri yapılsa;

$$\sigma_{eb} = 11558.84/1008 = 11.46 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon narinliğine göre basınç emniyet gerilmesi tayin edilirse;

$$\lambda_y = 380/17.77 = 21.39 \Rightarrow \sigma_{bem} = 13.92 \times 1.33 = 18.51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{11.46}{18.51} = 0.62 > 0.15$$

S1 kolonu X eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{bx} = \frac{16270.15}{318276} \times \frac{60}{2} = 1.534 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \left(-\frac{6665.31}{16270.15} \right) + 0.3 \times \left(-\frac{6665.31}{16270.15} \right)^2 = 1.37 < 2.30$$

$$\lambda_{yb} = \frac{380}{8.13} = 46.71 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.37}{2400}} = 130.87$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (46.71)^2}{90000000 \times 1.37} \right] \times 2400 = 1498 \text{ kg/cm}^2 = 14.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.37}{380 \times 60/204} = 10297 \text{ kg/cm}^2 = 102.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 14.98 \text{ kN/cm}^2 < 102.97 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{Bx} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{8290000}{(1 \times 21.39)^2} = 18127 \text{ kg/cm}^2 = 181.27 \text{ kN/cm}^2$$

S1 kolonu Y eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{by} = \frac{35959.41}{318276} \times \frac{60}{2} = 3.93 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \left(-\frac{971.27}{35959.41} \right) + 0.3 \times \left(-\frac{971.27}{35959.41} \right)^2 = 1.72 < 2.30$$

$$\lambda_{xb} = \frac{380}{8.13} = 46.71 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.72}{2400}} = 146.71$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (46.71)^2}{90000000 \times 1.72} \right] \times 2400 = 1519 \text{ kg/cm}^2 = 15.19 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.72}{380 \times 60 / 204} = 12941 \text{ kg/cm}^2 = 129.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.19 \text{ kN/cm}^2 < 129.41 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{By} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{8290000}{(1 \times 21.39)^2} = 18127 \text{ kg/cm}^2 = 181.27 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

Bulunan değerler (3.74) denklemlerine yerleştirilirse;

$$0.62 + \frac{0.85 \times 1.543}{\left(1.0 - \frac{11.46}{181.27}\right) \times 19.15} + \frac{0.85 \times 3.93}{\left(1.0 - \frac{11.46}{181.27}\right) \times 19.15} = 0.85 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{11.46}{0.60 \times 24 \times 1.33} + \frac{1.543}{19.15} + \frac{3.93}{19.15} = 0.88 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

Attırılmış deprem yüküne göre gerilme tahkiki yapılırsa, Yük 5 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-L aksındaki 1. kat kolonunda en büyük basınç kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77c))

$$N_{bp} = 1.70 \times 13.92 \times 1008 = 23853 \text{ kN}$$

$$N_{b\max} = 18105.44 \text{ kN} < 23853 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Yük 6 yüklemesinden de 3-L aksındaki 1. kat kolonunda en büyük çekme kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77d))

$$N_{cp} = 24 \times 1008 = 24192 \text{ kN}$$

$$N_{\zeta\max} = 9253 \text{ kN} < 24192 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü yapılırsa;

$$V_{\max} = V_x = 92.07 \text{ kN}$$

Kesme kuvvetini, yönü doğrultusundaki gövde ve paralelindeki başlıklar tarafından taşındığı düşünülerek tahkik yapılmıştır. (Denklem (3.80))

$$F_w = 48 \times 3 + 30 \times 6 = 324 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{92.07}{324} = 0.28 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 1.33 \times 9 = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Burulma güvenliği kontrolü yapılırsa, maksimum burkulma momenti, M_D , Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda ortaya çıkmıştır. Denklem (3.78) ve (3.79) kullanılarak yapılan tahkikler şu şekildedir:

$$M_D = 6.33 \text{ kN.cm}$$

$$I_D = \frac{1}{3} \times 2 \times (2 \times 30 \times 6^3 + 48 \times 3^3) = 9504 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{D.baslık} = \frac{6.33}{9504} \times 6 = 0.004 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{D.gövde} = \frac{6.33}{9504} \times 3 = 0.002 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.3.2 4. ve 6. Katlar Arası S1 Kolonlarının Boyutlandırılması

Kat planında 3-B, 6-B ve 3-L ile 6-L aksları üzerinde, 4. ve 6. katlar arasında kullanılan kolonlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-L aksındaki 4. kat kolonunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.

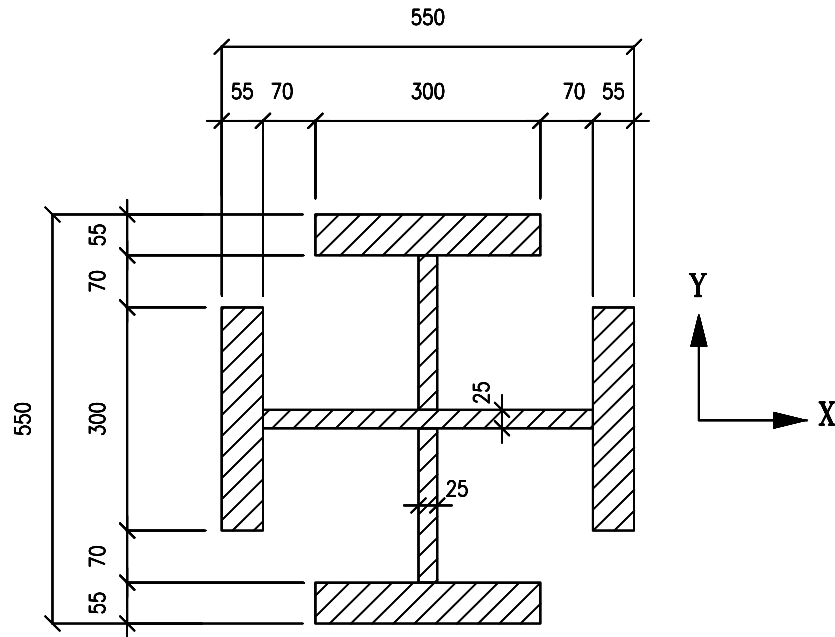
Yapma kolonun tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği SAP 2000 sonuçları aşağıda verilmiştir.

$$M_{xx2} = 17327.71 \text{ kN.cm} \quad M_{xx1} = 15774.21 \text{ kN.cm} \quad V_y = 104.12 \text{ kN}$$

$$M_{yy2} = 4258.45 \text{ kN.cm} \quad M_{yy1} = 627.35 \text{ kN.cm} \quad V_x = 92.07 \text{ kN}$$

$$A = 880 \text{ cm}^2 \quad I_x = I_y = 245531.46 \text{ cm}^4 \quad N_d = 6950.55 \text{ kN}$$

$$s = 320 \text{ cm} \quad i_x = i_y = 16.70 \text{ cm} \quad i_{xb} = i_{yb} = 8.22 \text{ cm}$$



Şekil 3.11: 4. ve 6. Katlar Arası S1 Kolonu Kesiti

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{30}{2} \times 5.5 = 2.73 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{44}{2.5} = 17.60 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{6950.55}{24 \times 880} = 0.33 > 0.10 \text{ için,}$$

$$44/2.5 = 17.60 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.33) = 69.64 \quad (\text{uygun})$$

Kolon kesiti kompakttır.

Yük 3 yüklemesinden oluşan normal kuvvet ve eğilme momenti için Denklem (3.72), (3.75) ve (3.76) kullanılarak gerilme tahkikleri yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{6950.55}{880} = 7.89 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon narinliğine göre basınç emniyet gerilmesi tayin edilirse;

$$\lambda_y = 320/16.70 = 19.16 \Rightarrow \sigma_{bem} = 14.10 \times 1.33 = 18.7514.01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{7.89}{18.75} = 0.42 > 0.15$$

S1 kolonu X eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{bx} = \frac{17327.71}{245531.46} \times \frac{55}{2} = 1.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{15774.21}{17327.71} \right) + 0.3 \times \left(\frac{15774.21}{17327.71} \right)^2 = 2.97 > 2.30$$

$$C_{bx} = 2.30 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{320}{8.22} = 38.93 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.30}{2400}} = 169.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (38.93)^2}{90000000 \times 2.30} \right] \times 2400 = 1558 \text{ kg/cm}^2 = 15.58 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 2.30}{320 \times 55/183.33} = 20125 \text{ kg/cm}^2 = 201.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.58 \text{ kN/cm}^2 < 201.25 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{Bx} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{(1 \times 19.16)^2} = 22588 \text{ kg/cm}^2 = 225.88 \text{ kN/cm}^2$$

S1 kolonu Y eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanıl burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{by} = \frac{4258.45}{245531.46} \times \frac{55}{2} = 0.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{627.35}{4258.45} \right) + 0.3 \times \left(\frac{627.35}{4258.45} \right)^2 = 1.91 < 2.30$$

$$\lambda_{xb} = \frac{320}{8.22} = 38.93 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.91}{2400}} = 154.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (38.93)^2}{90000000 \times 1.91} \right] \times 2400 = 1549 \text{ kg/cm}^2 = 15.49 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.91}{320 \times 55/183.33} = 16723 \text{ kg/cm}^2 = 167.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.49 \text{ kN/cm}^2 < 167.23 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{By} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{(1 \times 19.16)^2} = 22588 \text{ kg/cm}^2 = 225.88 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

Bulunan değerler (3.74) denklemlerine yerleştirilirse;

$$0.42 + \frac{0.85 \times 1.94}{\left(1.0 - \frac{7.89}{225.88}\right) \times 19.15} + \frac{0.85 \times 0.48}{\left(1.0 - \frac{7.89}{225.88}\right) \times 19.15} = 0.53 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{7.89}{0.60 \times 24 \times 1.33} + \frac{1.94}{19.15} + \frac{0.48}{19.15} = 0.54 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

Attırılmış deprem yüküne göre gerilme tahkiki yapılırsa, Yük 5 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-L aksındaki 4. kat kolonunda en büyük basınç kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77c))

$$N_{bp} = 1.70 \times 14.10 \times 880 = 21094 \text{ kN}$$

$$N_{b\max} = 10348.13 \text{ kN} < 21094 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Yük 6 yüklemesinden de 3-L aksındaki 4. kat kolonunda en büyük çekme kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77d))

$$N_{cp} = 24 \times 880 = 21120 \text{ kN}$$

$$N_{\varsigma\max} = 2395 \text{ kN} < 22120 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü yapılırsa; (Denklem (3.80))

$$V_{\max} = V_y = 104.12 \text{ kN}$$

$$F_w = 44 \times 2.5 + 30 \times 5.5 = 275 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{104.12}{275} = 0.38 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Burulma güvenliği kontrolü yapılırsa, maksimum burkulma momenti, M_D , Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda ortaya çıkmıştır. Denklem (3.78) ve (3.79) kullanılarak yapılan tahkikler ř şekildedir:

$$M_D = 5.78 \text{ kN.cm}$$

$$I_D = \frac{1}{3} \times 2 \times (2 \times 30 \times 5.5^3 + 44 \times 2.5^3) = 7113.33 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{D.başlık} = \frac{5.78}{7113.33} \times 5.5 = 0.005 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{D.gövde} = \frac{5.78}{7113.33} \times 2.5 = 0.002 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.3.3 7. ve 10. Katlar Arası S1 Kolonlarının Boyutlandırılması

Kat planında 3-B, 6-B ve 3-L ile 6-L aksları üzerinde, 7. ve 10. katlar arasında kullanılan kolonlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 1 yüklemesinin 3-L aksındaki 7. kat kolonunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.

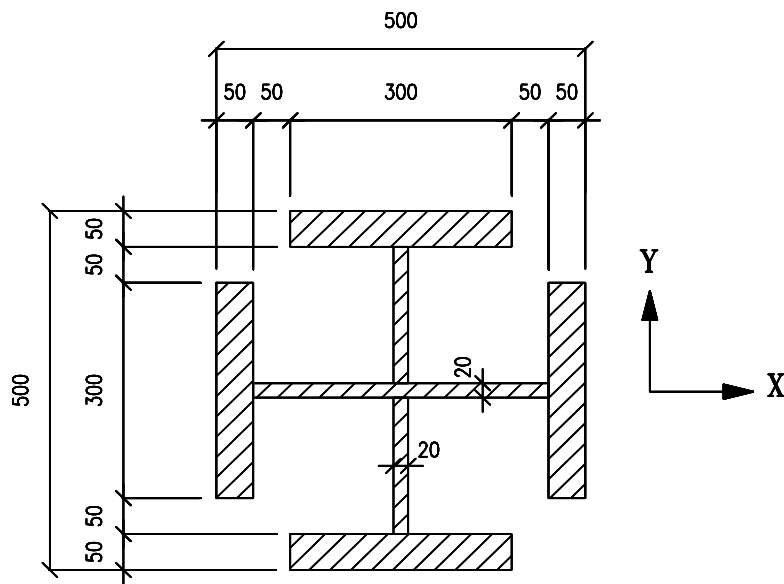
Yapma kolonun tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği SAP 2000 sonuçları aşağıda verilmiştir.

$$M_{xx2} = 19260.28 \text{ kN.cm} \quad M_{xx1} = 18245.03 \text{ kN.cm} \quad V_y = 117.21 \text{ kN}$$

$$M_{yy2} = 5062.42 \text{ kN.cm} \quad M_{yy1} = 4812.85 \text{ kN.cm} \quad V_x = 30.86 \text{ kN}$$

$$A = 760 \text{ cm}^2 \quad I_x = I_y = 185693.33 \text{ cm}^4 \quad N_d = 2026.45 \text{ kN}$$

$$s = 320 \text{ cm} \quad i_x = i_y = 15.63 \text{ cm} \quad i_{xb} = i_{yb} = 8.30 \text{ cm}$$



Şekil 3.12: 7. ve 10. Katlar Arası S1 Kolonu Kesiti

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{30}{2} \times 5 = 3.00 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{40}{2} = 20.00 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{3247.49}{24 \times 760} = 0.18 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{40}{2} = 20.00 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.18) = 75.54 \quad (\text{uygun})$$

Kolon kesiti kompakttır.

Yük 1 yüklemesinden oluşan normal kuvvet ve eğilme momenti için Denklem (3.72), (3.75) ve (3.76) kullanılarak gerilme tahkikleri yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{2026.45}{760} = 2.67 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon narinliğine göre basınç emniyet gerilmesi tayin edilirse;

$$\lambda_y = 320/15.63 = 20.47 \Rightarrow \sigma_{bem} = 14.01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{2.67}{14.01} = 0.19 > 0.15$$

S1 kolonu X eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{bx} = \frac{19260.28}{185693.33} \times \frac{50}{2} = 2.59 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{18245.03}{19260.28} \right) + 0.3 \times \left(\frac{18245.03}{19260.28} \right)^2 = 3.01 > 2.30$$

$$C_{bx} = 2.30 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{320}{8.30} = 38.56 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.30}{2400}} = 169.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (38.56)^2}{90000000 \times 2.30} \right] \times 2400 = 1559 \text{ kg/cm}^2 = 15.59 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 2.30}{320 \times 50/163.33} = 19723 \text{ kg/cm}^2 = 197.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.59 \text{ kN/cm}^2 < 197.23 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir,

$$\sigma_{Bx} = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{8290000}{(1 \times 20.47)^2} = 19781 \text{ kg/cm}^2 = 197.81 \text{ kN/cm}^2$$

S1 kolonu Y eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{by} = \frac{5062.42}{185693.33} \times \frac{50}{2} = 0.68 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{4812.42}{5062.42} \right) + 0.3 \times \left(\frac{4812.42}{5062.42} \right)^2 = 3.02 > 2.30$$

$$C_{by} = 2.30 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{xb} = \frac{320}{8.30} = 38.56 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.30}{2400}} = 169.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (38.56)^2}{90000000 \times 2.30} \right] \times 2400 = 1559 \text{ kg/cm}^2 = 15.59 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 2.30}{320 \times 50/163.33} = 19723 \text{ kg/cm}^2 = 197.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.59 \text{ kN/cm}^2 < 197.23 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir,

$$\sigma_{By} = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{8290000}{(1 \times 20.47)^2} = 19781 \text{ kg/cm}^2 = 197.81 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

Bulunan değerler (3.74) denklemlerine yerleştirilirse;

$$0.19 + \frac{0.85 \times 2.59}{\left(1.0 - \frac{2.67}{197.81}\right) \times 14.40} + \frac{0.85 \times 0.68}{\left(1.0 - \frac{2.67}{197.81}\right) \times 14.40} = 0.39 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{2.67}{0.60 \times 24} + \frac{2.59}{14.40} + \frac{0.68}{14.40} = 0.41 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

Attırılmış deprem yüküne göre gerilme tahkiki yapılırsa, Yük 5 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-L aksındaki 7. kat kolonunda en büyük basınç kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77c))

$$N_{bp} = 1.70 \times 14.01 \times 760 = 18101 \text{ kN}$$

$$N_{b\max} = 4477.56 \text{ kN} < 18101 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Yük 6 yüklemesinden de 3-L aksındaki 7. kat kolonunda en büyük çekme kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77d))

$$N_{cp} = 24 \times 760 = 18240 \text{ kN}$$

$$N_{c\max} = 147 \text{ kN} < 18240 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü yapılırsa; (Denklem (3.80))

$$V_{\max} = V_y = 117.21 \text{ kN}$$

Kesme kuvvetini, yönü doğrultusundaki gövde ve paralelindeki başlıklar tarafından taşındığı düşünülerek tahkik yapılmıştır.

$$F_w = 40 \times 2 + 30 \times 5 = 230 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{117.21}{230} = 0.51 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 9.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Burulma güvenliği kontrolü yapılırsa, maksimum burkulma momenti, M_D , Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda ortaya çıkmıştır. Denklem (3.78) ve (3.79) kullanılarak yapılan tahkikler şu şekildedir:

$$M_D = 3.35 \text{ kN.cm}$$

$$I_D = \frac{1}{3} \times 2 \times (2 \times 30 \times 5^3 + 40 \times 2^3) = 5213.33 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{D.başlık} = \frac{3.35}{5213.33} \times 5 = 0.003 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{D.gövde} = \frac{3.35}{5213.33} \times 2 = 0.001 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.3.4 1. ve 3. Katlar Arası S2 Kolonlarının Boyutlandırılması

Kat planında 3-C, 6-C ile 3-K, 6-K arasındaki bütün akslar üzerinde, 1. ve 3. katlar arasında kullanılan kolonlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x - 0.30E_y$ durumunda 6-F aksındaki 1. kat kolonunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.

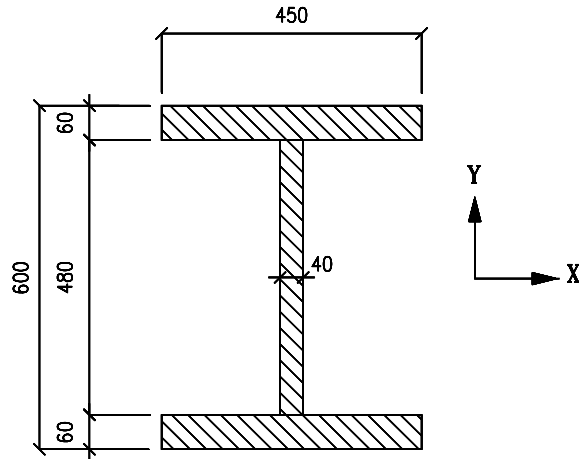
Yapma kolonun tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği SAP 2000 sonuçları aşağıda verilmiştir.

$$M_{xx2} = 18949.57 \text{ kN.cm} \quad M_{xx1} = 6885.28 \text{ kN.cm} \quad V_y = 31.75 \text{ kN}$$

$$M_{yy2} = 11992.23 \text{ kN.cm} \quad M_{yy1} = 1959.66 \text{ kN.cm} \quad V_x = 36.77 \text{ kN}$$

$$A = 732 \text{ cm}^2 \quad I_x = 432144 \text{ cm}^4 \quad I_y = 91381 \text{ cm}^4 \quad N_d = 9601.59 \text{ kN}$$

$$s = 380 \text{ cm} \quad i_x = 24.30 \text{ cm} \quad i_y = 11.17 \text{ cm} \quad i_{xb} = 27.06 \text{ cm} \quad i_{yb} = 12.28 \text{ cm}$$



Şekil 3.13: 1. ve 3. Katlar Arası S2 Kolonu Kesiti

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{45}{2} \times 6 = 3.75 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{48}{4} = 12.00 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{9601.59}{24 \times 732} = 0.55 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{48}{4} = 12.00 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.55) = 60.99 \quad (\text{uygun})$$

Kolon kesiti kompakttır.

Yük 3 yüklemesinden oluşan normal kuvvet ve eğilme momenti için Denklem (3.72), (3.75) ve (3.76) kullanılarak gerilme tahkikleri yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{9601.59}{732} = 13.12 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon narinliğine göre basınç emniyet gerilmesi tayin edilirse;

$$\lambda_y = 380/11.17 = 34.01 \Rightarrow \sigma_{bem} = 12.83 \times 1.33 = 17.06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{13.12}{17.06} = 0.77 > 0.15$$

S2 kolonu X eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{bx} = \frac{18949.57}{431144} \times \frac{60}{2} = 1.32 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \left(-\frac{6885.28}{18949.58} \right) + 0.3 \times \left(-\frac{6885.28}{18949.58} \right)^2 = 1.40 < 2.30$$

$$C_{bx} = 1.40 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{380}{12.28} = 30.94 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.40}{2400}} = 132.28$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (30.94)^2}{90000000 \times 1.40} \right] \times 2400 = 1556 \text{ kg/cm}^2 = 15.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.40}{380 \times 60/302} = 15667 \text{ kg/cm}^2 = 156.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.59 \text{ kN/cm}^2 < 156.67 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{Bx} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{8290000}{(1 \times 380/24.30)^2} = 33893 \text{ kg/cm}^2 = 338.93 \text{ kN/cm}^2$$

S2 kolonu Y eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{by} = \frac{11992.23}{91381} \times \frac{45}{2} = 2.95 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{1959.66}{11992.23} \right) + 0.3 \times \left(\frac{1959.66}{11992.23} \right)^2 = 1.93 < 2.30$$

$$C_{by} = 1.93 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{xb} = \frac{380}{27.06} = 14.04 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.93}{2400}} = 155.46$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (14.04)^2}{90000000 \times 1.93} \right] \times 2400 = 1593 \text{ kg/cm}^2 = 15.93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.93}{380 \times 45/180} = 17065 \text{ kg/cm}^2 = 170.65 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.93 \text{ kN/cm}^2 < 170.65 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{By} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{8290000}{(1 \times 34.01)^2} = 7167 \text{ kg/cm}^2 = 71.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

Bulunan değerler (3.74) denklemlerine yerleştirilirse;

$$0.77 + \frac{0.85 \times 1.32}{\left(1.0 - \frac{13.12}{338.93}\right) \times 19.15} + \frac{0.85 \times 2.95}{\left(1.0 - \frac{13.12}{71.67}\right) \times 19.15} = 0.98 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{13.12}{0.60 \times 24 \times 1.33} + \frac{1.32}{19.15} + \frac{2.95}{19.15} = 0.91 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

Attırılmış deprem yüküne göre gerilme tahkiki yapılırsa, Yük 5 yüklemesinin $E = 1.0E_x - 0.30E_y$ durumunda 6-F aksındaki 1. kat kolonunda en büyük basınç kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77c))

$$N_{bp} = 1.70 \times 12.83 \times 732 = 15966 \text{ kN}$$

$$N_{b\max} = 15307 \text{ kN} < 15966 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Yük 6 yüklemesinden de 3-F aksındaki 1. kat kolonunda en büyük çekme kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77d))

$$N_{cp} = 24 \times 732 = 17568 \text{ kN}$$

$$N_{c\max} = 6289 \text{ kN} < 18240 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü yapılırsa; (Denklem (3.80))

$$V_{\max} = 38.10 \text{ kN}$$

Kesme kuvvetini, gövde tarafından taşındığı düşünülerek tahkik yapılmıştır.

$$F_w = 48 \times 4 = 192 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{38.10}{192} = 0.20 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Burulma güvenliği kontrolü yapılırsa, maksimum burkulma momenti, M_D , Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda ortaya çıkmıştır. Denklem (3.78) ve (3.79) kullanılarak yapılan tahkikler şu şekildedir:

$$M_D = 5.00 \text{ kN.cm}$$

$$I_D = \frac{1}{3} \times (2 \times 45 \times 6^3 + 48 \times 4^3) = 7504.00 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{D.başlık} = \frac{5.00}{7504} \times 6 = 0.004 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{D.gövde} = \frac{5.00}{7504} \times 4 = 0.003 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.3.5 4. ve 6. Katlar Arası S2 Kolonlarının Boyutlandırılması

Kat planında 3-C, 6-C ile 3-K, 6-K arasındaki bütün akslar üzerinde, 4. ve 6. katlar arasında kullanılan kolonlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-C aksındaki 4. kat kolonunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.

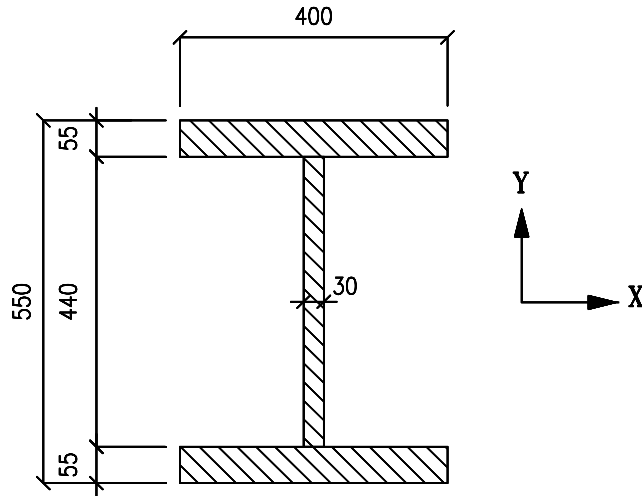
Yapma kolonun tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği SAP 2000 sonuçları aşağıda verilmiştir.

$$M_{xx2} = 19032.48 \text{ kN.cm} \quad M_{xx1} = 16263.96 \text{ kN.cm} \quad V_y = 110.30 \text{ kN}$$

$$M_{yy2} = 3917.49 \text{ kN.cm} \quad M_{yy1} = 3356.01 \text{ kN.cm} \quad V_x = 22.73 \text{ kN}$$

$$A = 572 \text{ cm}^2 \quad I_x = 291932.67 \text{ cm}^4 \quad I_y = 58765.67 \text{ cm}^4 \quad N_d = 5279.10 \text{ kN}$$

$$s = 320 \text{ cm} \quad i_x = 22.59 \text{ cm} \quad i_y = 10.14 \text{ cm} \quad i_{xb} = 24.80 \text{ cm} \quad i_{yb} = 11.01 \text{ cm}$$



Şekil 3.14: 4. ve 6. Katlar Arası S2 Kolonu Kesiti

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{40}{2} \times 5.5 = 3.64 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{44}{3} = 14.67 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{5279.10}{24 \times 572} = 0.38 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{43}{3} = 12.00 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.38) = 67.67 \quad (\text{uygun})$$

Kolon kesiti kompakttır.

Yük 3 yüklemesinden oluşan normal kuvvet ve eğilme momenti için Denklem (3.72), (3.75) ve (3.76) kullanılarak gerilme tahkikleri yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{5279.10}{572} = 9.21 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon narinliğine göre basınç emniyet gerilmesi tayin edilirse,

$$\lambda_y = 320/10.14 = 31.57 \Rightarrow \sigma_{bem} = 13.02 \times 1.33 = 17.32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{9.21}{17.32} = 0.53 > 0.15$$

S2 kolonu X eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{bx} = \frac{19032.48}{291932.67} \times \frac{55}{2} = 1.79 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{16263.96}{19032.48} \right) + 0.3 \times \left(\frac{16263.96}{19032.48} \right)^2 = 2.87 > 2.30$$

$$C_{bx} = 2.30 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{320}{11.01} = 29.07 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.30}{2400}} = 169.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (29.07)^2}{90000000 \times 2.30} \right] \times 2400 = 1576 \text{ kg/cm}^2 = 15.76 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 2.30}{320 \times 55/242} = 26565 \text{ kg/cm}^2 = 265.65 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.76 \text{ kN/cm}^2 < 265.65 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{Bx} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{(1 \times 320 / 22.59)^2} = 41318 \text{ kg/cm}^2 = 413.18 \text{ kN/cm}^2$$

S2 kolonu Y eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{by} = \frac{3917.49}{58765.67} \times \frac{40}{2} = 1.33 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{3356.01}{3917.49} \right) + 0.3 \times \left(\frac{3356.01}{3917.49} \right)^2 = 2.87 > 2.30$$

$$C_{by} = 2.30 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{xb} = \frac{320}{24.80} = 12.90 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.30}{2400}} = 169.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (12.90)^2}{90000000 \times 2.30} \right] \times 2400 = 1595 \text{ kg/cm}^2 = 15.95 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 2.30}{320 \times 40 / 146.67} = 22138 \text{ kg/cm}^2 = 221.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.95 \text{ kN/cm}^2 < 221.38 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{By} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{(1 \times 31.57)^2} = 8317 \text{ kg/cm}^2 = 83.17 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

Bulunan değerler (3.74) denklemlerine yerleştirilirse;

$$0.53 + \frac{0.85 \times 1.79}{\left(1.0 - \frac{9.21}{413.18}\right) \times 19.15} + \frac{0.85 \times 1.33}{\left(1.0 - \frac{9.21}{83.17}\right) \times 19.15} = 0.68 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{9.21}{0.60 \times 24 \times 1.33} + \frac{1.79}{19.15} + \frac{1.33}{19.15} = 0.64 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

Attırılmış deprem yüküne göre gerilme tahkiki yapılırsa, Yük 5 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-C aksındaki 4. kat kolonunda en büyük basınç kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77c))

$$N_{bp} = 1.70 \times 13.02 \times 572 = 12661 \text{ kN}$$

$$N_{b\max} = 8483 \text{ kN} < 12661 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Yük 6 yüklemesinden de 3-C aksındaki 1. kat kolonunda en büyük çekme kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77d))

$$N_{cp} = 24 \times 572 = 13728 \text{ kN}$$

$$N_{c\max} = 3639 \text{ kN} < 13728 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü yapılırsa; (Denklem (3.80))

$$V_{\max} = V_y = 110.30 \text{ kN}$$

Kesme kuvvetini, gövde tarafından taşındığı düşünülerek tahkik yapılmıştır.

$$F_w = 44 \times 3 = 132 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{110.30}{132} = 0.84 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Burulma güvenliği kontrolü yapılırsa, maksimum burkulma momenti, M_D , Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda ortaya çıkmıştır. Denklem (3.78) ve (3.79) kullanılarak yapılan tahkikler şu şekildedir:

$$M_D = 3.40 \text{ kN.cm}$$

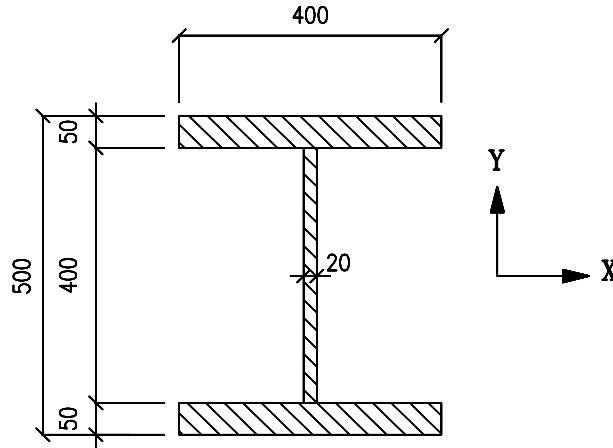
$$I_D = \frac{1}{3} \times (2 \times 40 \times 5.5^3 + 44 \times 3^3) = 4832.67 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{D.başlık} = \frac{3.40}{4832.67} \times 5.5 = 0.004 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{D.gövde} = \frac{3.40}{4832.67} \times 3 = 0.002 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.3.6 7. ve 10. Katlar Arası S2 Kolonlarının Boyutlandırılması

Kat planında 3-C, 6-C ile 3-K, 6-K arasındaki bütün akslar üzerinde, 7. ve 10. katlar arasında kullanılan kolonlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-C aksındaki 7. kat kolonunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.



Şekil 3.15: 7. ve 10. Katlar Arası S2 Kolonu Enkesiti (mm)

Yapma kolonun tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği SAP 2000 sonuçları aşağıda verilmiştir.

$$M_{xx2} = 18550.33 \text{ kN.cm} \quad M_{xx1} = 16508.63 \text{ kN.cm} \quad V_y = 109.56 \text{ kN}$$

$$M_{yy2} = 3016.55 \text{ kN.cm} \quad M_{yy1} = 2970.31 \text{ kN.cm} \quad V_x = 18.71 \text{ kN}$$

$$A = 480 \text{ cm}^2 \quad I_x = 214000 \text{ cm}^4 \quad I_y = 53360 \text{ cm}^4 \quad N_d = 2456.61 \text{ kN}$$

$$s = 320 \text{ cm} \quad i_x = 21.11 \text{ cm} \quad i_y = 10.54 \text{ cm} \quad i_{xb} = 22.55 \text{ cm} \quad i_{yb} = 11.18 \text{ cm}$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{40}{2} \times 5 = 4 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{40}{2} = 20 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{2456.61}{24 \times 480} = 0.21 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{40}{2} = 20 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.21) = 74.36 \quad (\text{uygun})$$

Kolon kesiti kompakttır.

Yük 3 yüklemesinden oluşan normal kuvvet ve eğilme momenti için Denklem (3.72), (3.75) ve (3.76) kullanılarak gerilme tahkikleri yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{2456.61}{480} = 5.12 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon narinliğine göre basınç emniyet gerilmesi tayin edilirse;

$$\lambda_y = 320/10.54 = 30.35 \Rightarrow \sigma_{bem} = 13.10 \times 1.33 = 17.42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{5.12}{17.42} = 0.29 > 0.15$$

S2 kolonu X eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{bx} = \frac{18550.33}{214000} \times \frac{50}{2} = 2.17 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{16508.63}{18550.33} \right) + 0.3 \times \left(\frac{16508.63}{18550.33} \right)^2 = 2.92 > 2.30$$

$$C_{bx} = 2.30 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{320}{11.18} = 28.62 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.30}{2400}} = 169.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (28.62)^2}{90000000 \times 2.30} \right] \times 2400 = 1577 \text{ kg/cm}^2 = 15.77 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 2.30}{320 \times 50/213.33} = 25760 \text{ kg/cm}^2 = 257.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.77 \text{ kN/cm}^2 < 257.60 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{Bx} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{8290000}{(1 \times 320/21.11)^2} = 36093 \text{ kg/cm}^2 = 360.93 \text{ kN/cm}^2$$

S2 kolonu Y eksenini için, Denklem (3.66) ve (3.68)'e göre yapılan yanal burkulma tahkikleri şu şekildedir: (bkz. Böl. 3.2.5)

$$\sigma_{by} = \frac{3016.55}{53360} \times \frac{40}{2} = 1.13 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{2970.31}{3016.55} \right) + 0.3 \times \left(\frac{2970.31}{3016.55} \right)^2 = 3.07 > 2.30$$

$$C_{by} = 2.30 \text{ alınır.}$$

$$\lambda_{xb} = \frac{320}{22.55} = 14.22 < \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.30}{2400}} = 169.56$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times (14.22)^2}{90000000 \times 2.30} \right] \times 2400 = 1594 \text{ kg/cm}^2 = 15.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 2.30}{320 \times 40/133.33} = 20125 \text{ kg/cm}^2 = 201.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.60 \times \sigma_a = 0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 < 15.94 \text{ kN/cm}^2 < 201.25 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerinden küçük olanı seçilir ve deprem yüklemesi için,

$$\sigma_{By} = 14.40 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \text{ alınır.}$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{8290000}{(1 \times 30.35)^2} = 9000 \text{ kg/cm}^2 = 90.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

Bulunan değerler (3.74) denklemlerine yerleştirilirse;

$$0.29 + \frac{0.85 \times 2.17}{\left(1.0 - \frac{5.12}{360.93}\right) \times 19.15} + \frac{0.85 \times 1.13}{\left(1.0 - \frac{5.12}{90.00}\right) \times 19.15} = 0.44 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{5.12}{0.60 \times 24 \times 1.33} + \frac{2.17}{19.15} + \frac{1.13}{19.15} = 0.44 < 1.0 \quad (\text{uygun})$$

Attırılmış deprem yüküne göre gerilme tahkiki yapılırsa, Yük 5 yüklemesinin

$E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-C aksındaki 1. kat kolonunda en büyük basınç

kuvveti elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77c))

$$N_{bp} = 1.70 \times 13.10 \times 480 = 10690 \text{ kN}$$

$$N_{b\max} = 3687 \text{ kN} < 10690 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Yük 6 yüklemesinden de 3-C aksındaki 1. kat kolonunda en büyük çekme kuvveti

elde edilmiştir, şöyle ki: (Denklem (3.77d))

$$N_{\zeta p} = 24 \times 480 = 11520 \text{ kN}$$

$$N_{\zeta \max} = 1142 \text{ kN} < 11520 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliği kontrolü yapılırsa; (Denklem (3.80))

$$V_{\max} = V_y = 109.56 \text{ kN}$$

Kesme kuvvetini, gövde tarafından taşındığı düşünülerek tahkik yapılmıştır.

$$F_w = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{109.56}{80} = 1.27 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2$$

Burulma güvenliği kontrolü yapılırsa, maksimum burkulma momenti, M_D , Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda ortaya çıkmıştır. Denklem (3.78) ve (3.79) kullanılarak yapılan tahkikler şu şekildedir:

$$M_D = 2.30 \text{ kN.cm}$$

$$I_D = \frac{1}{3} \times (2 \times 40 \times 5^3 + 40 \times 2^3) = 3440 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{D.baslık} = \frac{2.30}{3440} \times 5 = 0.003 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{D.gövde} = \frac{2.30}{3440} \times 2 = 0.001 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 11.97 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.4 Merkezi Çaprazların Boyutlandırılması

Süneklik düzeyi normal ve yüksek olmak üzere, merkezi çaprazlı çerçeveler yapılarda iki türlü kullanabilmektedir. Bu yapıda 1. derece deprem bölgesinde olmasından dolayı süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı sistem tercih edilmiştir. Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler, basınç elemanlarının bazılarının burkulması durumunda bile, sistemde önemli miktarda dayanım kaybı olmayacak şekilde boyutlandırılırlar [1].

Çaprazı oluşturan elemanlarda burkulma boyunun büyük olmasından dolayı, V şeklinde düzenlenmiş merkezi çaprazlar tercih edilmemiştir.. Ayrıca V şeklindeki ve dış merkezli çaprazlarda kat ötelemeleri daha fazla olduğundan, bu binada düzensizliklere veya daha büyük kolon ebatlarına sebep olabilmektedirler.

Yapı için en uygun olan merkezi çaprazlı sistem tek veya iki açıklıkta X şeklinde uygulanmasıdır. Tahkiklerde, burkulma boyunun fazla olmaması ve büyük kesitler kullanılmaması için tek açıklıkta X şeklinde düzenlenmiş süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlar tercih edilmiştir.

Seçilen elemanlarda deprem yönetmeliğine göre kolon ve kirişlerde yapıldığı gibi enkesit koşullarının kompaktlık şartlarını sağlaması gerekmektedir. Aynı zamanda çaprazların narinlik oranları Denklem (3.82)'i aşmamalıdır [1].

$$\lambda \leq 4.0 \times \sqrt{E / \sigma_a} \quad (3.82)$$

Deprem yönetmeliğine göre, binanın bir aksı üzerindeki düşey merkezi çapraz elemanlar, o aks doğrultusundaki depremde ve her bir deprem yönünde etkiyen yatay kuvvetlerin en az %30'u ve en çok %70'i basınca çalışan çaprazlar tarafından karşılanacak şekilde düzenlenecektir [1]. Çaprazların çalıştıkları eksenenden deprem yüklemesi durumundaki yük taşıma oranları Tablo 3.4'de gösterilmiştir.

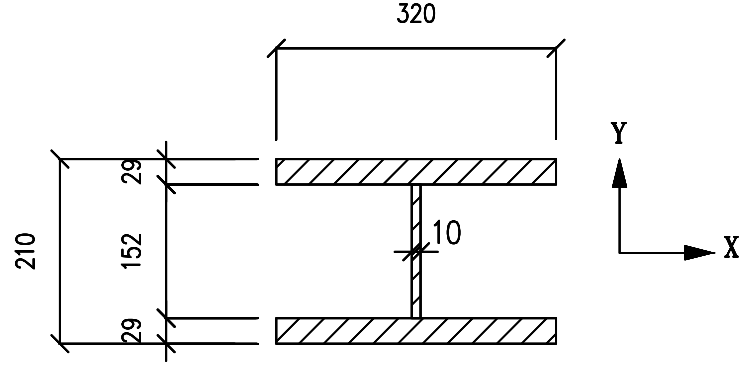
Tablo 3.4: Merkezi Çaprazların Yatay Kuvvet Taşıma Oranları

Deprem Yönü	Y						X	
Aks	B	D	F	H	J	L	3	6
Oran	% 68	% 51	% 62	% 59	% 48	% 64	% 60	% 60

Çapraz elemanlar olarak, Y doğrultusunda mevcut profillerin ihtiyacı karşılamamasından dolayı yapma profiller kullanılmıştır. X doğrultusunda ise IPB300 ile IPB260 çelik profilleri tercih edilmiştir.

3.4.1 Y Doğrultusu 1. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması

Yapıda B, D, F, H, J ve L aksları üzerinde bulunan 1. kat çaprazlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.



Şekil 3.16: 1. ve 2. Kat K3 ve K4 Çaprazlı Enkesiti (mm)

Yapma çaprazın tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği normal kuvvet aşağıda verilmiştir.

$$A = 200.8 \text{ cm}^2 \quad I_x = 15623.83 \text{ cm}^4 \quad I_y = 15839.13 \text{ cm}^4 \quad N_d = 1264.67 \text{ kN}$$

$$s_y = 976.93 \text{ cm} \quad i_x = 8.82 \text{ cm} \quad i_y = 8.88 \text{ cm}$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{32}{2} \times 2.9 = 5.52 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{15.2}{1} = 15.2 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{1264.67}{24 \times 200.8} = 0.26 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{15.2}{1} = 15.2 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.26) = 72.38 \quad (\text{uygun})$$

Narinlik tahkiki yapılırsa; (Denklem (3.82))

$$\lambda_y = \frac{976.93}{8.88} = 110.00 \leq 4 \times \sqrt{21000/24} = 118.32 \quad (\text{uygun})$$

Çapraz kesiti kompaktlık ve narinlik şartlarını sağlamıştır.

Yük 3 yüklemesi için gerilme tahkiki yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{1264.67}{200.8} = 6.30 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 110.00 \Rightarrow \sigma_{bem} = 6.53 \times 1.33 = 8.68 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{6.30}{8.68} = 0.73 < 1.00 \quad (\text{uygun})$$

3.4.2 Y Doğrultusu 2. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması

Yapıda B, D, F, H, J ve L aksları üzerinde bulunan 2. kat çaprazlarıdır. 1. katta kullanılan aynı K3 ve K4 çaprazları bu katta da kullanılmıştır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.

$$A = 200.8 \text{ cm}^2 \quad I_x = 15623.83 \text{ cm}^4 \quad I_y = 15839.13 \text{ cm}^4 \quad N_d = 1637.83 \text{ kN}$$

$$s_y = 1004 \text{ cm} \quad i_x = 8.82 \text{ cm} \quad i_y = 8.88 \text{ cm}$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{29}{2} \times 2.65 = 5.47 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{13.7}{0.7} = 19.57 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{1637.83}{24 \times 200.8} = 0.34 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{15.2}{1} = 15.2 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.34) = 69.24 \quad (\text{uygun})$$

Narinlik tahkiki yapılırsa; (Denklem (3.82))

$$\lambda_y = \frac{1004}{8.88} = 113.04 \leq 4 \times \sqrt{21000/24} = 118.32 \quad (\text{uygun})$$

Çapraz kesiti kompaktlık ve narinlik şartlarını sağlamıştır.

Yük 3 yüklemesi için gerilme tahkiki yapılırsa;

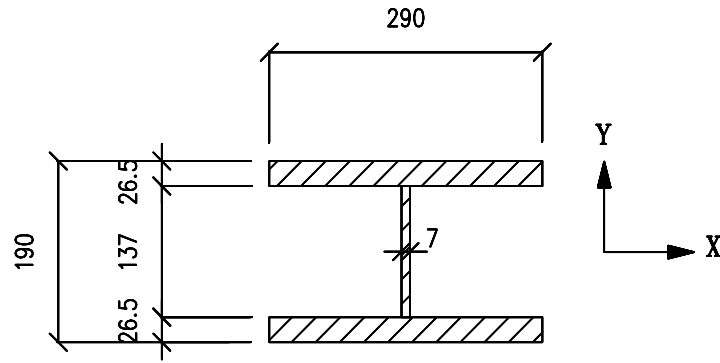
$$\sigma_{eb} = \frac{1637.83}{200.8} = 8.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 113.04 \Rightarrow \sigma_{bem} = 6.21 \times 1.33 = 8.26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{8.16}{8.26} = 0.98 < 1.00 \quad (\text{uygun})$$

3.4.3 Y Doğrultusu 3.~10. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması

Yapıda B, D, F, H, J ve L aksları üzerinde bulunan 3. ve 10. kat arası çaprazlarıdır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_y + 0.30E_x$ durumunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.



Şekil 3.17: 3.~10. Kat K3 ve K4 Çaprazı Enkesiti (mm)

Yapma çaprazın tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği normal kuvvet aşağıda verilmiştir.

$$A = 163.29 \text{ cm}^2 \quad I_x = 10551.81 \text{ cm}^4 \quad I_y = 10772.20 \text{ cm}^4 \quad N_d = 1256.56 \text{ kN}$$

$$s_y = 955.20 \text{ cm} \quad i_x = 8.02 \text{ cm} \quad i_y = 8.12 \text{ cm}$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{29}{2} \times 2.65 = 5.47 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{13.7}{0.7} = 19.57 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{1256.56}{24 \times 163.29} = 0.32 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{13.7}{0.7} = 19.57 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.32) = 70.03 \quad (\text{uygun})$$

Narinlik tahkiki yapılırsa; (Denklem (3.82))

$$\lambda_y = \frac{955.20}{8.12} = 117.64 \leq 4 \times \sqrt{21000/24} = 118.32 \quad (\text{uygun})$$

Çapraz kesiti kompaktlık ve narinlik şartlarını sağlamıştır.

Yük 3 yüklemesi için gerilme tahkiki yapılırsa;

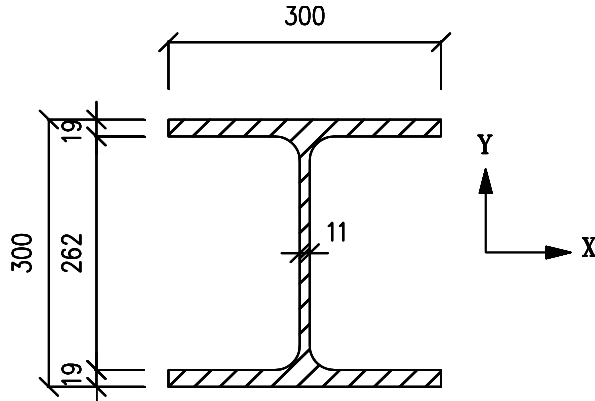
$$\sigma_{eb} = \frac{1256.56}{163.29} = 7.70 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 117.64 \Rightarrow \sigma_{bem} = 5.889 \times 1.33 = 7.83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{7.70}{7.83} = 0.98 < 1.00 \quad (\text{uygun})$$

3.4.4 X Doğrultusu 1. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması

Yapıda 3 ve 6 aksları üzerinde bulunan IPB300 profilli 1. kat çaprazlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.



Şekil 3.18: 1. Kat IPB300 Çaprazı Kesiti

IPB300 profilinin tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği normal kuvvet aşağıda verilmiştir.

$$A = 149 \text{ cm}^2 \quad I_x = 25170 \text{ cm}^4 \quad I_y = 8552.91 \text{ cm}^4 \quad N_d = 1065.64 \text{ kN}$$

$$s_y = 761.58 \text{ cm} \quad i_x = 13.00 \text{ cm} \quad i_y = 7.58 \text{ cm}$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$30/2 \times 1.9 = 7.89 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$26.2/1.1 = 23.82 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{1065.64}{24 \times 149} = 0.30 > 0.10 \text{ için,}$$

$$26.2/1.1 = 23.82 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.30) = 70.82 \quad (\text{uygun})$$

Narinlik tahkiki yapılırsa; (Denklem (3.82))

$$\lambda_y = \frac{761.58}{7.58} = 100.47 \leq 4 \times \sqrt{21000/24} = 118.32 \quad (\text{uygun})$$

Çapraz kesiti kompaktlık ve narinlik şartlarını sağlamıştır.

Yük 3 yüklemesi için gerilme tahkiki yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{1065.64}{149} = 7.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 100.47 \Rightarrow \sigma_{bem} = 7.25 \times 1.33 = 9.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{7.15}{9.64} = 0.74 < 1.00 \quad (\text{uygun})$$

3.4.5 X Doğrultusu 2. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması

Yapıda 3 ve 6 aksları üzerinde bulunan IPB300 profilli 2. kat çaprazlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.

IPB300 profilinin tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği normal kuvvet aşağıda verilmiştir.

$$A = 149 \text{ cm}^2 \quad I_x = 25170 \text{ cm}^4 \quad I_y = 8552.91 \text{ cm}^4 \quad N_d = 1235.43 \text{ kN}$$

$$s_y = 796.01 \text{ cm} \quad i_x = 13.00 \text{ cm} \quad i_y = 7.58 \text{ cm}$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$30/2 \times 1.9 = 7.89 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$26.2/1.1 = 23.82 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{1235.43}{24 \times 149} = 0.35 > 0.10 \text{ için,}$$

$$26.2/1.1 = 23.82 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.35) = 68.85 \quad (\text{uygun})$$

Narinlik tahkiki yapılırsa; (Denklem (3.82))

$$\lambda_y = \frac{796.01}{7.58} = 105.01 \leq 4 \times \sqrt{21000/24} = 118.32 \quad (\text{uygun})$$

Çapraz kesiti kompaktlık ve narinlik şartlarını sağlamıştır.

Yük 3 yüklemesi için gerilme tahkiki yapılırsa;

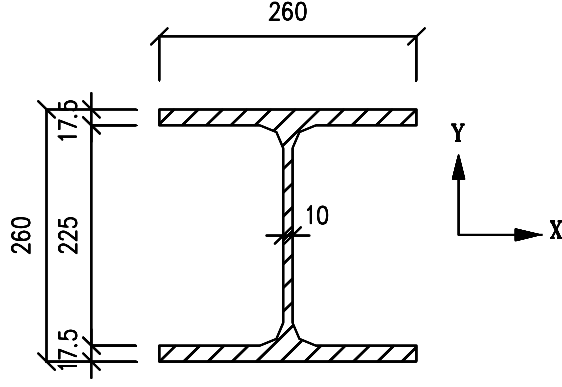
$$\sigma_{eb} = \frac{1235.43}{149} = 8.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 105.01 \Rightarrow \sigma_{bem} = 6.85 \times 1.33 = 9.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{8.29}{9.11} = 0.91 < 1.00 \quad (\text{uygun})$$

3.4.6 X Doğrultusu 3.~10. Kat Merkezi Çaprazlarının Boyutlandırılması

Yapıda 3 ve 6 aksları üzerinde bulunan IPB260 profilli 3. ve 10. kat arası çaprazlardır. Yapılan tahkiklerde Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda en elverişsiz durum ortaya çıkmıştır.



Şekil 3.19: 3.~10. Kat IPB260 Çaprazı Kesiti

IPB260 profilinin tahkiklerde kullanılan değerleri ve en elverişsiz yüklemenin verdiği normal kuvvet aşağıda verilmiştir.

$$A = 118 \text{ cm}^2 \quad I_x = 14920 \text{ cm}^4 \quad I_y = 5128.21 \text{ cm}^4 \quad N_d = 910.23 \text{ kN}$$

$$s_y = 733.48 \text{ cm} \quad i_x = 11.20 \text{ cm} \quad i_y = 6.58 \text{ cm}$$

Kompaktlık kontrol edilirse; (Denklem (3.37))

$$\frac{26}{2} \times 1.75 = 7.43 < 0.3 \times \sqrt{21000/24} = 8.87 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{22.5}{1.0} = 22.50 < 3.2 \times \sqrt{21000/24} = 94.66 \quad (\text{uygun})$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{910.23}{24 \times 118} = 0.32 > 0.10 \text{ için,}$$

$$\frac{22.5}{1.0} = 22.50 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/24} \times (2.1 - 0.32) = 70.03 \quad (\text{uygun})$$

Narinlik tahkiki yapılırsa; (Denklem (3.82))

$$\lambda_y = \frac{733.48}{6.58} = 111.47 \leq 4 \times \sqrt{21000/24} = 118.32 \quad (\text{uygun})$$

Çapraz kesiti kompaktlık ve narinlik şartlarını sağlamıştır.

Yük 3 yüklemesi için gerilme tahkiki yapılırsa;

$$\sigma_{eb} = \frac{910.23}{118} = 7.71 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 111.47 \Rightarrow \sigma_{bem} = 6.37 \times 1.33 = 8.47 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{7.71}{8.47} = 0.90 < 1.00 \quad (\text{uygun})$$

Kesit yeterlidir.

3.4.7 Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi, Δ_i , Denklem (3.83) ile elde edilecektir [1].

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (3.83)$$

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

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i 'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin görelî kat ötelemesi, δ_i , Denklem (3.84) ile elde edilecektir [1].

$$\delta_i = R \times \Delta_i \quad (3.84)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i 'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denklem (3.84) ile hesaplanan δ_i , etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{\max}$, Denklem (3.85)'de verilen koşulu sağlayacaktır [1].

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (3.85)$$

Binanın kat ötelemeleri süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı sistem için aşağıdaki tabloda verilmiştir. ($R = 6$)

Tablo 3.5: Binanın Kat Ötelemeleri Tahkiki

Kat	X Yönü Deprem	Y Yönü Deprem
	$(\delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.02$	$(\delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.02$
10	0,00908	0,00663
9	0,00969	0,00741
8	0,01018	0,00821
7	0,01044	0,00887
6	0,01046	0,00924
5	0,01022	0,00945
4	0,00968	0,00941
3	0,00881	0,00883
2	0,00650	0,00676
1	0,00437	0,00467

Görüldüğü üzere katlarda meydana gelen ötelemeleri Denklem (3.85)'de verilen sınır değerleri aşmamaktadır.

3.5 Kolon Ayaklarının Boyutlandırılması

DBYBHY'e göre çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır [1]:

a) Temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin $1.1D_a$ katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolon ve çaprazların eksenel yük kapasitelerinin $1.1D_a$ katında oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler.

b) Arttırılmış yüklerden meydana gelen iç kuvvetler.

Bağlantı detayının taşıma kapasitesinin hesabında, Denklem (3.77)'de verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır [1].

Düşey kuvvet ve yatay kuvvetle beraber momentin aktarılması ankastre kolon ayakları ile mümkündür. Taban levhasında meydana gelen kuvvet akışını SAP 2000 [11] sonlu eleman modeli uygulanarak inceleme yoluna gidilmiştir. Bunun nedeni, yapıda bulunan konsollardan dolayı depremin geldiği yöne ilaveten konsol eksenlerinde de büyük momentlerin kolon ayaklarında oluşması ve taban levhasının iki ekseninde de moment karşılayabilecek şekilde boyutlandırılması gerekmesidir.

Yapılan hesaplarda normal kuvvetin gerilme dağılışı ana etken olması yaklaşık yöntemlerle hesapların uygulanmasına engel teşkil eder. Bu nedenle taban levhasının davranışını görmek için sonlu eleman modeli oluşturulmuş, ankraj bulonlarının olduğu noktalara mesnet, beton tepkisi olarak da elastik yaylar konularak hem levhalardaki hem de beton ve ankrajdaki gerilme değerleri elde edilmiştir [10].

Ankastre temel ayaklarında yatay kuvvetlerin temele aktarımı taban levhası altına kaynaklanan çelik profillerle teşkil edilmiştir. Birleşimleri yapılan bütün çelik elemanların gerilme tahkikleri yapılmıştır.

Kolon ile guse levhaları arasındaki kaynakların tahkiklerinde kaynaklara gelen yükler şu şekilde hesaplanmıştır;

$$P = \frac{N_b}{n_t} + \frac{M}{h \times n} \quad (3.86)$$

Burada,

N_b : Kolon başlıklarından aktarılan normal kuvvet,

n_t : Kolon ve guseler arasındaki toplam kaynak adedi,

n_a : tahkiki yapılan kaynağın adedir.

Ankraj bulonu için yapılan tahkiklerde ise bir yüksek mukavemetli ankraj bulonun emniyetle taşıyabileceği çekme kuvveti, enkesit alanının çekme emniyet gerilmesi ile çarpılmasıyla bulunmuştur [10];

$$Z_{bulon} = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{\sigma_s}{v} \quad (3.87)$$

Burada,

d : bulon gövde çapı,

σ_s : 10.9 kalitesindeki ankraj bulonları için $\sigma_s = 90 \text{ kN/cm}^2$ alınmıştır [10].

v : emniyet katsayısıdır, $v = \begin{cases} 2.5 & (\text{EY yüklemeinde}) \\ 2.2 & (\text{EİY yüklemeinde}) \end{cases}$ alınır [10].

Ankraj bulonlarının beton içinde çekme kuvvetini aktarabilmesi için ankraj profilleri kullanılmıştır.

Ankraj profilleri için yapılan tahkikler şu şekildedir [10];

Ankraj profillerinin üst başlık yüzeyi ile beton arasında basınç gerilmesi tahkiki:

$$p = \frac{Z}{2 \times b \times l} \leq p_{em} \quad (3.88)$$

Ankraj profillerinde eğilme gerilmesi tahkiki:

$$e > 0.207 \times l \quad \text{ise} \quad M = \frac{Z \times e^2}{2 \times l} \quad (3.89a)$$

$$e < 0.207 \times l \quad \text{ise} \quad M = \frac{Z}{2} \times \left(\frac{l}{4} - e \right) \quad (3.89b)$$

$$\sigma = \frac{M}{2 \times W} < \sigma_{em} \quad (3.90)$$

Burada,

b, l : ankraj profili başlığının boyu ve genişliği,

e : ankraj profilinin ucundan ankraj bulonuna mesafe,

p_{em} : beton basınç emniyet gerilmesi olup, BS30 için $p_{em} = 0.70 \text{ kN/cm}^2$ alınmıştır [10].

Taban levhası ile guseler arasındaki kaynak tahkikleri Denklem (3.91) kullanılarak yapılmıştır [10].

$$\tau = \frac{V \times S}{I \times n_a \times a} \quad (3.91)$$

Saplama elemanlarının beton üzerindeki basınç gerilmesi kontrolleri, başlığın ve gövdenin yük aktardıkları yüzey alanları için ayrı ayrı düşünülerek şu şekilde hesaplanmışlardır [10];

$$p_{g,b} = \frac{V_{g,b}}{A_{g,b}} < p_{em} \quad (3.92)$$

Denklem (3.92)'de,

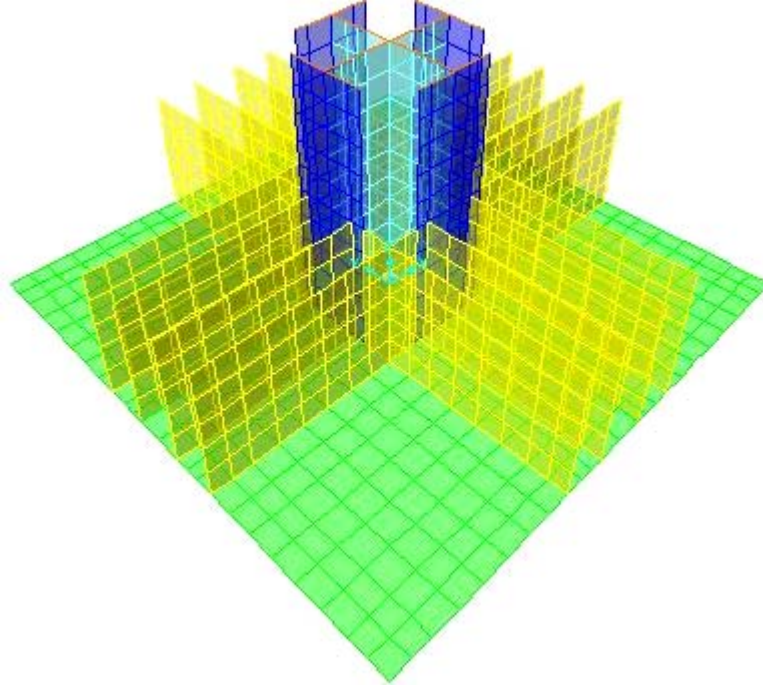
$p_{g,b}$: başlık veya gövdenin beton üzerinde oluşturduğu basınç gerilmesi,

$V_{g,b}$: başlık veya gövdenin taşıdıkları kesme kuvveti,

$A_{g,b}$: başlık veya gövdenin yüzey alanlarıdır.

3.5.1 S1 Tipi Kolon Ayağı

Hesaplarda depremin oluşturduğu en olumsuz kesit zorları gözönüne alınmış, her iki deprem için de çeşitli kombinasyonlar incelenmiştir. Arttırılmamış deprem değerlerinin yanı sıra, deprem yönetmeliğinin şart koştuğu üzere birleşen elemanların eğilme, basınç ve çekme kapasiteleri ile arttırılmış deprem yükünden meydana gelen değerler kıyaslanmış ve bu değerlerden küçük olan arttırılmış deprem yükleri dikkate alınarak hesaplar tekrarlanmıştır [1]. Yükleme sonucunda taban levhasında oluşan gerilme dağılımları EK A bölümündeki şekillerde gösterilmiştir.



Şekil 3.20: S1 Kolonu Taban Levhası Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli

Maksimum basınç gerilmesi için, 3-L aksı Yük 3 yüklemesi $E = 1.0E_x + 0.30E_y$;

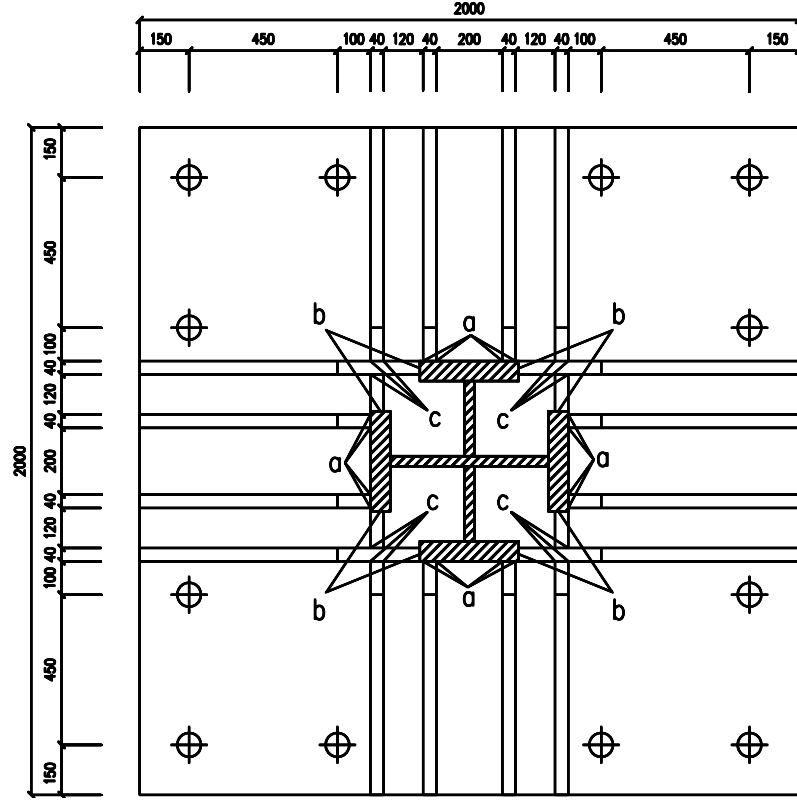
$$N = 12303.14 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 36015 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 6664 \text{ kN.cm} \quad V_x = 912.38 \text{ kN} \quad V_y = 598.31 \text{ kN}$$

Maksimum çekme gerilmesi için, 3-B aksı Yük 4 yüklemesi $E = 1.0E_x - 0.30E_y$;

$$N = -3816.62 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 40436 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 21180 \text{ kN.cm} \quad V_x = 671.09 \text{ kN} \quad V_y = 473.53 \text{ kN}$$



Şekil 3.21: S1 Kolonu Taban Levhası Kesiti

Hesaplarda guse kalınlığı 4 cm, taban levhası $200 \times 200 \times 5.5$ cm seçilmiştir. Guse levhaları St 37, taban levhası ise St 52 kalitesindendir.

Maksimum basınç gerilmesi durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.1’de, basınç gerilmesi dağılımı Şekil A.2’de gösterilmiştir. HZ yüklemesi için Von Misses sınır gerilmesi $0.80 \times \sigma_a$ alınmıştır.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.1)

$$\sigma_{vm} = 26.69 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 0.80 \times 36 = 28.80 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum basınç gerilmesi: (Şekil A.2)

$$\sigma_{b,max} = 25.37 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{b,enn} = 1.33 \times 21 = 27.93 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Bu yükleme durumunda çok büyük basınç kuvveti gelmesi nedeniyle momentlerin etkisi azalmış ve ankrajlar üzerinde çekme kuvveti çıkmamıştır.

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

$$p_{\max} = \frac{25.82}{37.5} = 0.68 \text{ kN/cm}^2 < p_{\text{emn}} = 0.70 \text{ kN/cm}^2 \text{ (BS30)} \quad (\text{uygun})$$

Guse Levhalarını kolon başlıklarına bağlayan kaynak dikişleri Denklem (3.86) kullanılarak kontrol edilirse;

Başlıklardaki köşe kaynaklar: (Şekil 3.22)

$$0.30 \text{ cm} < a = 1.00 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 4 = 2.80 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{12303.14 \times 0.714}{4 \times 6} + \frac{36015}{60 \times 4} = 516.23 \text{ kN}$$

$$F_a = (50 - 2 \times 1.00) \times 1.00 = 48.00 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{a.\max} = \frac{516.23}{48.00} = 10.75 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{\text{emn}} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlıklardaki küt kaynaklar: (Şekil 3.22)

$$b = 4.00 \text{ cm}$$

$$P_b = \frac{12303.14 \times 0.714}{4 \times 6} + \frac{36015}{(60 - 4) \times 2} = 687.73 \text{ kN}$$

$$F_b = (50 - 2 \times 4.00) \times 4.00 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{b.\max} = \frac{687.73}{168} = 4.09 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{\text{emn}} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Birleşen guselerdeki köşe kaynaklar: (Şekil 3.22)

$$0.30 \text{ cm} < c = 1.60 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 4 = 2.80 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{12303.14 \times 0.714}{4 \times 3} + \frac{36015}{(60 - 4) \times 6} = 839.52 \text{ kN}$$

$$F_c = (50 - 2 \times 1.60) \times 1.60 = 74.88 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{c.\max} = \frac{839.52}{74.88} = 11.21 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{em} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Maksimum çekme durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.3’de, çekme gerilme dağılımı Şekil A.4’de gösterilmiştir.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.3)

$$\sigma_{vm} = 20.52 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 0.80 \times 36 = 28.80 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum çekme gerilmesi: (Şekil A.4)

$$\sigma_{\phi.\max} = 19.62 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\phi.em} = 1.33 \times 24.00 = 31.92 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonlarında oluşan en büyük çekme kuvveti ise;

$$Z_{\max} = 669.05 \text{ kN'dur.}$$

Taban levhasında ISO 10.9 kalitesinde 4×3 adet M 72 ankraj bulonu kullanılmıştır. Bir ankraj bulonun taşıyabileceği kuvvet değeri, Denklem (3.87) kullanılarak şu şekilde bulunmuştur;

$$Z_{bulon} = \frac{\pi \times (0.86 \times 7.2)^2}{4} \times \frac{90}{2.2} = 1231.89 \text{ kN} > Z_{\max} = 669.05 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonlarının temele çekme kuvvetini aktarmasında ankraj profilleri kullanılmıştır. Ankraj profili olarak St52 kalitesinde [240 tercih edilmiştir. Ankraj profili ile aktarabileceği kuvvet için gerilme tahkikleri Denklem (3.88), (3.89) ve (3.90) kullanılarak yapılmıştır.

Ankraj profillerinin üst başlık yüzeyi ile beton arasında basınç gerilmesi tahkiki:

$$p = \frac{2 \times 669.05}{2 \times 8.50 \times 170.80} = 0.46 \text{ kN/cm}^2 < p_{em} = 0.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj profillerinde eğilme gerilmesi tahkiki:

$$e = 45.40 \text{ cm} > 0.207 \times 170.80 = 35.36 \text{ cm} \Rightarrow M = \frac{2 \times 669.05 \times 45.40^2}{2 \times 170.80} = 8074 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma = \frac{8074}{2 \times 300} = 13.46 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 1.33 \times 21 = 27.93 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolon altı kaynak tahkiki:

$$V_{gövde} = 912.38 \text{ kN} \quad N_{gövde} = 12303.14 \times 0.143 = 1759.35 \text{ kN}$$

Kolon gövdesinin payına düşen normal kuvvet ve kesmeyi aktardığı kabulüyle, kaynak kalınlığı 1.40 cm seçilirse,

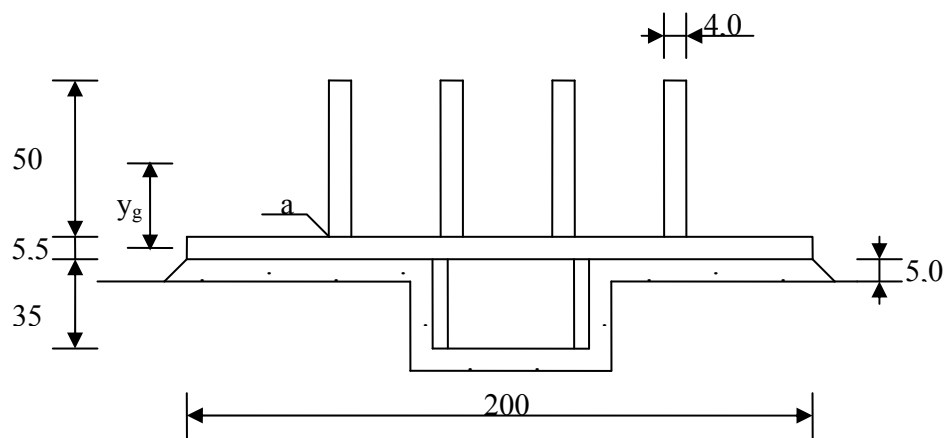
$$A = 2 \times 1.3 \times (48 - 2 \times 1.3 - 3) = 118.16 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{912.38}{118.16} = 7.72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{1759.35}{118.16} = 14.86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{7.72^2 + 14.86^2} = 16.75 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \text{ (St52)} \quad (\text{uygun})$$

Guse levhası ile taban levhasını birleştiren kaynakların tahkiki:



Şekil 3.22: S1 Kolonu Taban Levhası ile Guse Levhası Birleşim Kesiti (cm)

Şekil 3.22’de görülen taban levhasının guse levhaları ile birleştiği bölgeden alınan kesitte;

$$y_g = \frac{4 \times (4 \times 50) \times (50/2 + 5.5/2)}{4 \times (4 \times 50) + 200 \times 5.5} = 11.68 \text{ cm}$$

$$I_x = 4 \times \left[\frac{4 \times 50^3}{12} + 4 \times 50 \times (27.5 - 11.68)^2 \right] + \frac{200 \times 5.5^3}{12} + 200 \times 5.5 \times 11.68^2$$

$$I_x = 526100.11 \text{ cm}^4$$

$$S = 200 \times 5.5 \times 11.68 = 12852.63 \text{ cm}^3$$

Kaynak üzerindeki gerilme değeri: (Denklem (3.91))

$V_{\max} = 9100 \text{ kN}$ ve $a = 1.7 \text{ cm}$ değerleri Denklem (3.86)’da yerine konulursa;

$$\tau = \frac{9100 \times 12852.63}{526100.11 \times 8 \times 1.7} = 16.35 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhasına gelen kayma kuvvetini temele aktarılması için taban levhasının altına kama konulmuştur. Kama elemanı olarak 35 cm yüksekliğinde IPB 650 profili tercih edilmiştir.

Kama elemanında gerilme ve kaynak tahkikleri yapılırsa;

$$V_{x.\max} = 912.38 \text{ kN (deprem X yönünde)} \quad V_{y.\max} = 1229.59 \text{ kN (deprem Y yönünde)}$$

Beton gerilmeleri; (Denklem (3.92))

$$p_x = \frac{V_x}{A_g} = \frac{912.38}{53.4 \times (35 - 5)} = 0.57 \text{ kN/cm}^2 < 0.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.87)$$

$$p_y = \frac{V_y}{A_b} = \frac{1229.59}{2 \times 30 \times (35 - 5)} = 0.68 \text{ kN/cm}^2 < 0.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.88)$$

Kama elemanının taban levhasına bağlayan kaynak tahkiki yapılırsa;

$$\text{Başlık kaynağı, } 0.3 \text{ cm} < a = 1.50 \text{ cm} < 0.7 \times 3.1 = 2.17 \text{ cm}$$

Gövde kaynağı, $0.3 \text{ cm} < b = 0.80 \text{ cm} < 0.7 \times 1.6 = 1.12 \text{ cm}$

Başlıklardaki kaynak alanı, $A_b = 168 \text{ cm}^2$

Gövdedeki kaynak alanı, $A_g = 81.92 \text{ cm}^2$

Kaynakların x eksenindeki ataleti, $I_x = 209872.16 \text{ cm}^4$

Kaynakların y eksenindeki ataleti, $I_y = 22623.97 \text{ cm}^4$

Deprem X doğrultusunda etkiyince;

$$\sigma = \frac{912.38 \times (35/2 + 5/2)}{22623.97} \times \frac{35}{2} = 14.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{912.38}{168} = 5.43 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{14.11^2 + 5.43^2} = 15.12 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Deprem Y doğrultusunda etkiyince;

$$\sigma = \frac{1229.59 \times (35/2 + 5/2)}{209872.16} \times \frac{35}{2} = 2.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{1229.59}{81.92} = 15.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.05^2 + 15.00^2} = 15.14 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yüküne göre hesaplar tekrarlanırsa;

Maksimum basınç için, 3-L aksı Yük 5 yüklemesi $E = 1.0E_x + 0.30E_y$;

$$N = 19426.55 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 74503 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 21991 \text{ kN.cm} \quad V_x = 1675.23 \text{ kN} \quad V_y = 1120.46 \text{ kN}$$

Maksimum çekme için, 3-B aksı Yük 6 yüklemesi $E = 1.0E_x - 0.30E_y$;

$$N = -10939.84 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 78924 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 36505 \text{ kN.cm} \quad V_x = 1433.94 \text{ kN} \quad V_y = 995.64 \text{ kN}$$

Maksimum basınç gerilmesi durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.5’de, basınç gerilmesi dağılımı Şekil A.6’de gösterilmiştir.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.5)

$$\sigma_{vm} = 35.37 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum basınç gerilmesi: (Şekil A.6)

$$\sigma_{b,max} = 33.70 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{b,enn} = 1.7 \times 21 = 35.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Guse levhalarını kolon başlıklarına bağlayan kaynak dikişleri Denklem (3.86) kullanılarak kontrol edilirse;

Başlıklardaki köşe kaynaklar: (Şekil 3.22)

$$P_a = \frac{19426.55 \times 0.714}{4 \times 6} + \frac{74503}{60 \times 4} = 888.37 \text{ kN}$$

$$\tau_{a,max} = \frac{888.37}{48.00} = 18.50 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlıklardaki küt kaynaklar: (Şekil 3.22)

$$P_b = \frac{19426.55 \times 0.714}{4 \times 6} + \frac{74503}{(60 - 4) \times 2} = 1243.15 \text{ kN}$$

$$\tau_{b,max} = \frac{1243.15}{168} = 7.40 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Birleşen guselerdeki köşe kaynaklar: (Şekil 3.22)

$$P_c = \frac{19426.55 \times 0.714}{4 \times 3} + \frac{74503}{(60 - 4) \times 6} = 1377.61 \text{ kN}$$

$$\tau_{c.\max} = \frac{1377.61}{74.88} = 18.39 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Maksimum çekme gerilmesi durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.7’de, çekme gerilmesi dağılımı Şekil A.8’de gösterilmiştir.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.7)

$$\sigma_{vm} = 34.70 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum çekme gerilmesi: (Şekil A.8)

$$\sigma_{\zeta.\max} = 28.35 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonlarında oluşan en büyük çekme gerilmesi ise; (Denklem (3.87))

$$Z_{\max} = 1786.36 \text{ kN}$$

$$Z_{bulon} = 1.70 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 7.2)^2}{4} \times \frac{90}{2.5} = 1842.91 \text{ kN} > Z_{\max} = 1786.36 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

olduğundan seçilen ankraj bulonu yeterlidir.

Ankraj profillerinde eğilme gerilmesi tahkiki:

$$e = 45.40 \text{ cm} > 0.207 \times 170.80 = 35.36 \text{ cm} \Rightarrow M = \frac{2 \times 1786.36 \times 45.40^2}{2 \times 170.80} = 21557 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma = \frac{21557}{2 \times 300} = 35.92 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolon altı kaynak tahkiki:

$$V_{gövde} = 1675.23 \text{ kN} \quad N_{gövde} = 19426.55 \times 0.143 = 2778 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{1675.23}{118.16} = 14.18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{2778}{118.16} = 23.51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{14.18^2 + 23.51^2} = 27.45 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Guse levhası ile taban levhasını birleştiren kaynakların tahkiki: (Denklem (3.91))

$$V_{\max} = 14859 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{14859 \times 12852.63}{526100.11 \times 8 \times 1.7} = 26.67 \text{ kN/cm}^2 < 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kama elemanında kaynak tahkikleri yapılsa;

$$V_{x.\max} = 1675.23 \text{ kN (deprem X yönünde)} \quad V_{y.\max} = 2066.92 \text{ kN (deprem Y yönünde)}$$

Deprem X doğrultusunda etkiyince;

$$\sigma = \frac{1675.23 \times (35/2 + 5/2)}{22623.97} \times \frac{35}{2} = 25.92 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{1675.23}{168} = 9.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{25.92^2 + 9.97^2} = 27.77 \text{ kN/cm}^2 < 1.70 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Deprem Y doğrultusunda etkiyince;

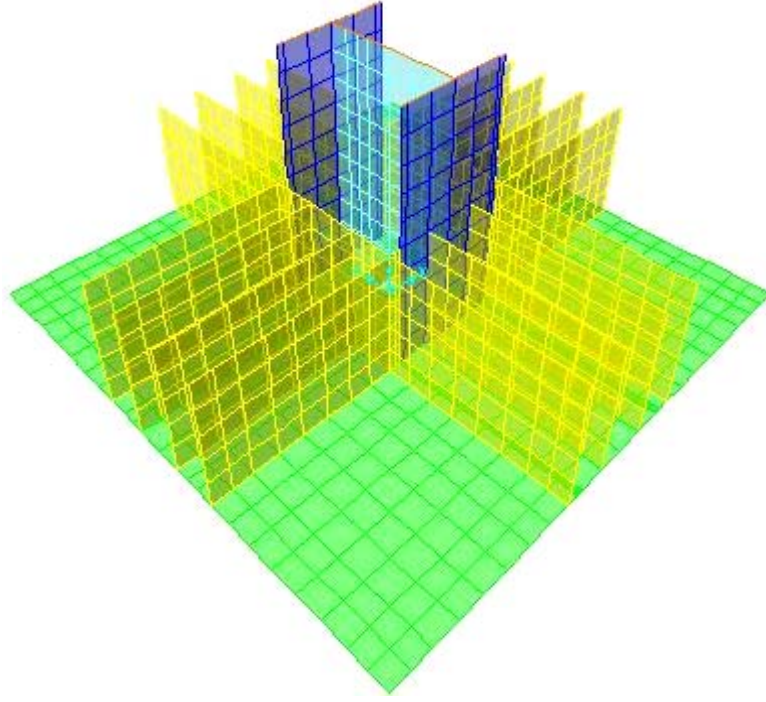
$$\sigma = \frac{2066.92 \times (35/2 + 5/2)}{209872.16} \times \frac{35}{2} = 3.45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{2066.92}{81.92} = 25.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.45^2 + 25.23^2} = 25.46 \text{ kN/cm}^2 < 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.5.2 S2 Tipi Kolon Ayağı

Tahkikler S1 tipi kolon ayağında bahsedildiği şekilde, S2 tipi kolon ayağı için yapılmıştır. Bütün S2 kolonlarından gelen en kritik yüklemeler dikkate alınarak tek tip kolon ayağı dizayn edilmiştir. Yüklemeler sonucunda taban levhasında oluşan gerilme dağılımları EK A bölümündeki şekillerde gösterilmiştir.



Şekil 3.23: S2 Kolonu Taban Levhası Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli

Maksimum basınç için, 6-F aksı Yük 3 yüklemesi $E = 1.0E_x - 0.30E_y$;

$$N = 10564.70 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 12017 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 6886 \text{ kN.cm} \quad V_x = 913.33 \text{ kN} \quad V_y = 557.89 \text{ kN}$$

Maksimum çekme için, 6-K aksı Yük 4 yüklemesi $E = 1.0E_x + 0.30E_y$;

$$N = -3471.19 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 21441 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 13078 \text{ kN.cm} \quad V_x = 697.51 \text{ kN} \quad V_y = 95.19 \text{ kN}$$

Hesaplarda guse kalınlığı 4 cm, taban levhası ise $200 \times 200 \times 5 \text{ cm}$ seçilmiştir. Guse levhaları St 37, taban levhası ise St 52 kalitesindendir.

Maksimum basınç gerilmesi durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.9'da, basınç gerilmesi dağılımı Şekil A.10'da gösterilmiştir. HZ yüklemesi için Von Misses sınır gerilmesi $0.80 \times \sigma_a$ alınmıştır.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.9)

$$\sigma_{vm} = 27.83 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 0.80 \times 36 = 28.80 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

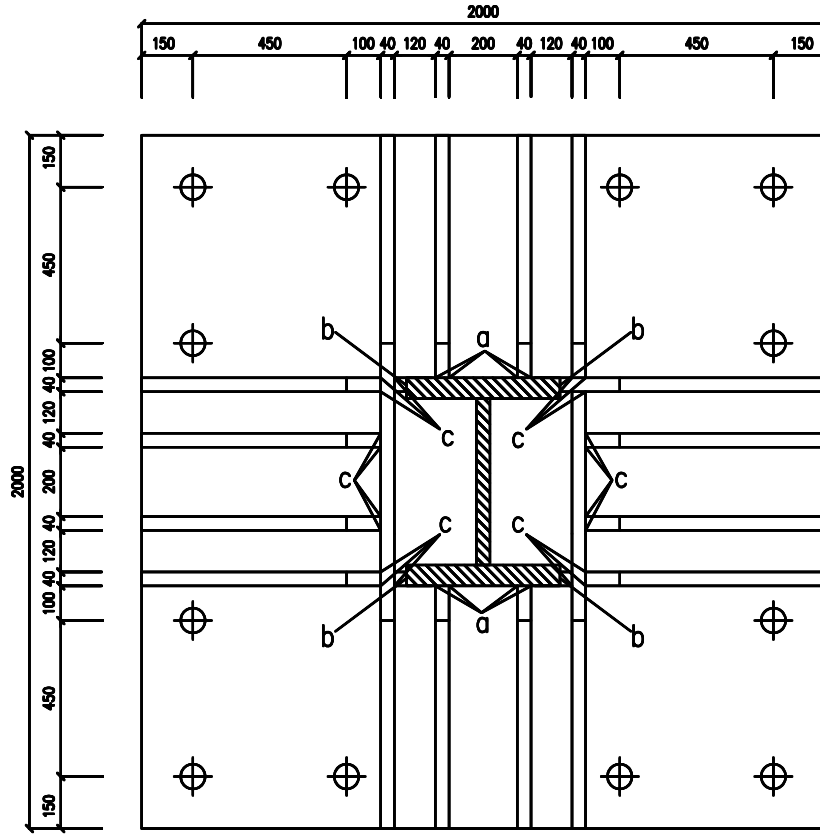
Taban levhası üzerinde oluşan maksimum basınç gerilmesi: (Şekil A.10)

$$\sigma_{b,\max} = 26.04 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{b,\text{enn}} = 1.33 \times 21 = 27.93 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Bu yükleme durumunda çok büyük basınç kuvveti gelmesi nedeniyle momentlerin etkisi azalmış ve ankrajlar üzerinde çekme kuvveti çıkmamıştır.

Elde edilen en büyük yay kuvvetinin o yaya ait alana bölümünden elde edilen gerilme ise;

$$p_{\max} = \frac{19.76}{29.06} = 0.68 \text{ kN/cm}^2 < p_{\text{enn}} = 0.70 \text{ kN/cm}^2 \text{ (BS30)} \quad (\text{uygun})$$



Şekil 3.24: S2 Kolonu Taban Levhası Kesiti

Guse Levhalarını kolon başlıklarına bağlayan kaynak dikişleri Denklem (3.86) kullanılarak kontrol edilirse;

Başlıklardaki köşe kaynaklar: (Şekil 3.24)

$$0.30 \text{ cm} < a = 1.30 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 4 = 2.80 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{10564.70 \times 0.738}{2 \times 6} + \frac{6886}{60 \times 4} = 678.42 \text{ kN}$$

$$F_a = (50 - 2 \times 1.30) \times 1.30 = 61.62 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{a.\max} = \frac{678.42}{61.62} = 11.01 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlıklardaki küt kaynaklar: (Şekil 3.24)

$$b = 4.00 \text{ cm}$$

$$P_b = \frac{10564.70 \times 0.738}{2 \times 6} + \frac{12017}{45 \times 2} + \frac{678.42}{(60 - 4) \times 2} = 789.31 \text{ kN}$$

$$F_b = (50 - 2 \times 4.00) \times 4.00 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{b.\max} = \frac{789.31}{168} = 4.69 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Birleşen guselerdeki köşe kaynaklar: (Şekil 3.24)

$$0.30 \text{ cm} < c = 0.90 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 4 = 2.80 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{10564.70 \times 0.738}{2 \times 10} + \frac{12017 + 678.42}{60 \times 6} = 425.10 \text{ kN}$$

$$F_c = (50 - 2 \times 0.90) \times 0.90 = 43.38 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{c.\max} = \frac{425.10}{43.38} = 9.80 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Maksimum çekme durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.11’de, çekme gerilme dağılımı Şekil A.12’de gösterilmiştir.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.11)

$$\sigma_{vm} = 20.99 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 0.80 \times 36 = 28.80 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum çekme gerilmesi; (Şekil A.12)

$$\sigma_{\zeta,\max} = 18.53 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\zeta,\text{em}} = 1.33 \times 24.00 = 31.92 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonlarında oluşan en büyük çekme gerilmesi ise;

$$Z_{\max} = 566.05 \text{ kN}$$

Taban levhasında ISO 10.9 kalitesinde 4×3 adet M 72 ankraj bulonu kullanılmıştır. Bir ankraj bulonun taşıyabileceği kuvvet değeri, Denklem (3.87) kullanılarak şu şekilde bulunmuştur;

$$Z_{\text{bulon}} = \frac{\pi \times (0.86 \times 7.2)^2}{4} \times \frac{90}{2.2} = 1231.89 \text{ kN} > Z_{\max} = 566.05 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonlarının temele çekme kuvvetini aktarmasında ankraj profilleri kullanılmıştır. Ankraj profili olarak St52 kalitesinde [240 tercih edilmiştir. Ankraj profili ile aktarabileceği kuvvet için gerilme tahkikleri Denklem (3.88), (3.89) ve (3.90) kullanılarak yapılmıştır.

Ankraj profillerinin üst başlık yüzeyi ile beton arasında basınç gerilmesi tahkiki:

$$p = \frac{2 \times 566.05}{2 \times 8.50 \times 170.80} = 0.40 \text{ kN/cm}^2 < p_{\text{em}} = 0.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj profillerinde eğilme gerilmesi tahkiki:

$$e = 45.40 \text{ cm} > 0.207 \times 170.80 = 35.36 \text{ cm} \Rightarrow M = \frac{2 \times 566.05 \times 45.40^2}{2 \times 170.80} = 6830.91 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma = \frac{6830.91}{2 \times 300} = 11.38 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{em}} = 1.33 \times 21 = 27.93 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolon altı kaynak tahkiki:

$$V_{\text{gövde}} = 557.89 \text{ kN} \quad N_{\text{gövde}} = 10564.70 \times 0.262 = 2767.95 \text{ kN}$$

Kolon gövdesinin payına düşen normal kuvvet ve kesmeyi aktardığı kabulüyle, kaynak kalınlığı 1.9 cm seçilirse,

$$A = 2 \times 1.9 \times (48 - 2 \times 1.9) = 167.96 \text{ cm}^2$$

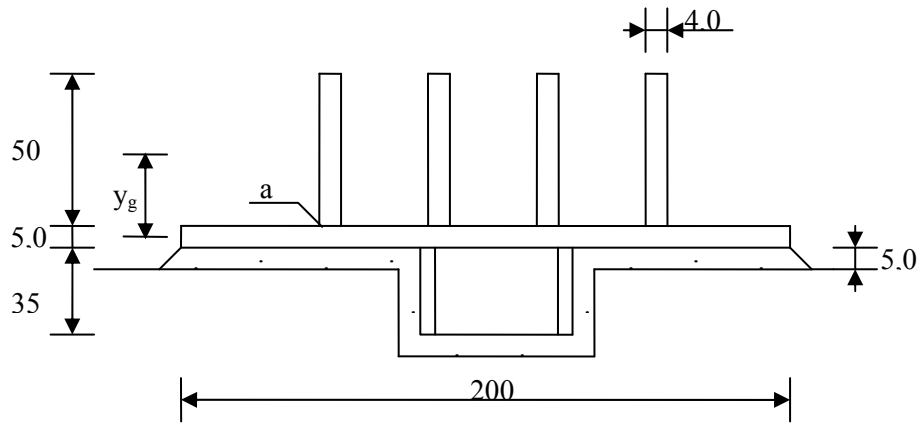
$$\tau = \frac{557.89}{167.96} = 3.32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{2767.95}{167.96} = 16.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.32^2 + 16.48^2} = 16.81 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \text{ (St52)} \quad (\text{uygun})$$

Kolon başlığında daha düşük gerilme çıkmasından dolayı kolon çevresi boyunca kaynak kalınlığı olarak 1.9 cm kabul edilmiştir.

Guse levhası ile taban levhasını birleştiren kaynakların tahkiki:



Şekil 3.25: S2 Kolonu Taban Levhası ile Guse Levhası Birleşim Kesiti (cm)

Şekil 3.25’de görülen taban levhasının guse levhaları ile birleştiği bölgeden alınan kesitte;

$$y_g = \frac{4 \times (4 \times 50) \times (50/2 + 5/2)}{4 \times (4 \times 50) + 200 \times 5} = 12.22 \text{ cm}$$

$$I_x = 4 \times \left[\frac{4 \times 50^3}{12} + 4 \times 50 \times (27.5 - 12.22)^2 \right] + \frac{200 \times 5^3}{12} + 200 \times 5.5 \times 12.22^2$$

$$I_x = 504861.11 \text{ cm}^4$$

$$S = 200 \times 5 \times 12.22 = 12222.22 \text{ cm}^3$$

Kaynak üzerindeki gerilme değeri: (Denklem (3.91))

$V_{\max} = 9520 \text{ kN}$ ve $a = 1.6 \text{ cm}$ değerleri Denklem (3.86)'da yerine konulursa;

$$\tau = \frac{9520 \times 12222.22}{504861.11 \times 8 \times 1.6} = 18.00 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhasına gelen kayma kuvvetini temele aktarılması için taban levhasının altına kama konulmuştur. Kama elemanı olarak 35 cm yüksekliğinde IPB 650 profili tercih edilmiştir.

Kama elemanında gerilme ve kaynak tahkikleri yapılırsa;

$$V_{x.\max} = 966.26 \text{ kN (deprem X yönünde)} \quad V_{y.\max} = 1092.74 \text{ kN (deprem Y yönünde)}$$

Beton gerilmeleri; (Denklem (3.92))

$$p_x = \frac{V_x}{A_{g\ddot{ov}de}} = \frac{966.26}{53.4 \times (35 - 5)} = 0.60 \text{ kN/cm}^2 < 0.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$p_y = \frac{V_y}{A_{başlık}} = \frac{1092.74}{2 \times 30 \times (35 - 5)} = 0.60 \text{ kN/cm}^2 < 0.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kama elemanının taban levhasına bağlayan kaynak tahkiki;

$$\text{Başlık kaynağı, } 0.3 \text{ cm} < a = 1.50 \text{ cm} < 0.7 \times 3.1 = 2.17 \text{ cm}$$

$$\text{Gövdde kaynağı, } 0.3 \text{ cm} < b = 0.80 \text{ cm} < 0.7 \times 1.6 = 1.12 \text{ cm}$$

$$\text{Başlıklardaki kaynak alanı, } A_b = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövddeki kaynak alanı, } A_g = 81.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kaynakların x eksenindeki ataleti, } I_x = 209872.16 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kaynakların y eksenindeki ataleti, } I_y = 22623.97 \text{ cm}^4$$

Deprem X doğrultusunda etkiyince;

$$\sigma = \frac{966.26 \times (35/2 + 5/2)}{22623.97} \times \frac{35}{2} = 14.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{966.26}{168} = 5.75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{14.94^2 + 5.65^2} = 15.97 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Deprem Y doğrultusunda etkiyince;

$$\sigma = \frac{1092.74 \times (35/2 + 5/2)}{209872.16} \times \frac{35}{2} = 1.82 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{1092.74}{81.92} = 13.34 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.82^2 + 13.34^2} = 13.46 \text{ kN/cm}^2 < 19.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yüküne göre hesaplar tekrarlanırsa;

Maksimum basınç için, 6-F aksı Yük 5 yükleme $E = 1.0E_x - 0.30E_y$;

$$N = 16642.78 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 24035 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 20619 \text{ kN.cm} \quad V_x = 1635.21 \text{ kN} \quad V_y = 1012.57 \text{ kN}$$

Maksimum çekme için, 6-K aksı Yük 6 yükleme $E = 1.0E_x + 0.30E_y$;

$$N = -9391.33 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 26146 \text{ kN.cm} \quad M_{xx} = 38463 \text{ kN.cm} \quad V_x = 1500.40 \text{ kN} \quad V_y = 144.30 \text{ kN}$$

Maksimum basınç durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.13’de, basınç gerilmesi dağılımı Şekil A.14’de gösterilmiştir.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.13)

$$\sigma_{vm} = 35.66 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum basınç gerilmesi: (Şekil A.14)

$$\sigma_{b,max} = 34.78 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{b,enn} = 1.7 \times 21 = 35.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Guse levhalarını kolon başlıklarına bağlayan kaynak dikişleri Denklem (3.86) kullanılarak kontrol edilirse;

Başlıklardaki köşe kaynaklar: (Şekil 3.24)

$$P_a = \frac{16642.78 \times 0.738}{2 \times 6} + \frac{20619}{60 \times 4} = 1109.44 \text{ kN}$$

$$\tau_{a.\max} = \frac{1109.44}{61.62} = 18.00 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlıklardaki küt kaynaklar: (Şekil 3.24)

$$P_b = \frac{16642.78 \times 0.738}{2 \times 6} + \frac{24035}{45 \times 2} + \frac{20619}{(60 - 4) \times 2} = 1474.68 \text{ kN}$$

$$\tau_{b.\max} = \frac{1474.68}{168} = 8.78 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Birleşen guselerdeki köşe kaynaklar: (Şekil 3.24)

$$0.30 \text{ cm} < c = 0.80 \text{ cm} < 0.8 \times t_{\min} = 0.7 \times 4 = 2.80 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{16642.78 \times 0.738}{2 \times 10} + \frac{24035 + 20619}{60 \times 6} = 738.16 \text{ kN}$$

$$\tau_{c.\max} = \frac{738.16}{43.38} = 17.02 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Maksimum çekme durumu için taban levhası üzerinde oluşan Von Misses gerilme dağılımı Şekil A.15’de, basınç gerilmesi dağılımı Şekil A.16’de gösterilmiştir.

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum Von Misses gerilmesi: (Şekil A.15)

$$\sigma_{vm} = 33.26 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhası üzerinde oluşan maksimum çekme gerilmesi: (Şekil A.16)

$$\sigma_{\varsigma.\max} = 29.59 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonlarında oluşan en büyük çekme gerilmesi ise; (Denklem (3.87))

$$Z_{\max} = 1447.52 \text{ kN}$$

$$Z_{\text{bulon}} = 1.70 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 7.2)^2}{4} \times \frac{90}{2.5} = 1842.91 \text{ kN} > Z_{\max} = 1447.52 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

olduğundan seçilen ankraj bulonu yeterlidir.

Ankraj profillerinde eğilme gerilmesi tahkiki:

$$e = 45.40 \text{ cm} > 0.207 \times 170.80 = 35.36 \text{ cm} \Rightarrow M = \frac{2 \times 1447.52 \times 45.40^2}{2 \times 170.80} = 17468 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma = \frac{17468}{2 \times 300} = 29.11 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 36 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolon altı kaynak tahkiki:

$$V_{\text{gövde}} = 1012.57 \text{ kN} \quad N_{\text{gövde}} = 16642.78 \times 0.262 = 4360.41 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{1012.57}{167.96} = 6.03 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4360.41}{167.96} = 25.96 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{25.96^2 + 6.03^2} = 26.65 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Guse levhası ile taban levhasını birleştiren kaynakların tahkiki: (Denklem (3.91))

$$V_{\max} = 13832 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{13832 \times 12222.22}{504861.11 \times 8 \times 1.6} = 26.16 \text{ kN/cm}^2 < 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kama elemanında kaynak tahkikleri yapılrısa;

$$V_{x.\max} = 1635.21 \text{ kN (deprem X yönünde)} \quad V_{y.\max} = 2080.38 \text{ kN (deprem Y yönünde)}$$

Deprem X doğrultusunda etkiyince;

$$\sigma = \frac{1635.21 \times (35/2 + 5/2)}{22623.97} \times \frac{35}{2} = 25.30 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{1635.21}{168} = 9.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{25.30^2 + 9.73^2} = 27.10 \text{ kN/cm}^2 < 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Deprem Y doğrultusunda etkiyince;

$$\sigma = \frac{2080.38 \times (35/2 + 5/2)}{209872.16} \times \frac{35}{2} = 3.47 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{2080.38}{81.92} = 25.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.47^2 + 25.40^2} = 25.63 \text{ kN/cm}^2 < 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4. ELEMAN BİRLEŞİMLERİNİN DETAYLANDIRILMASI

Bu bölümde, elemanların birleşimleri detaylandırılmıştır. Gerek elemanların kendi aralarında gerekse yapma elemanların birleşim hesapları tahkik edilmiştir. Yapının elemanları boyutlandırılırken yapılan tahkiklerde ön plana çıkan süneklik prensibi, eleman bağlantılarının tasarımında da dikkate alınmıştır. Deprem yönetmeliğine göre bu tip elemanlarda izlenmesi gereken yollara uyulmuş, ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede bulon, kaynak tipi olarak da tam penetrasyonlu kaynak bütün deprem yükü aktaran birleşimlerde kullanılmıştır [1].

Birleşimlerde birleşen elemanların başlık ve gövdelerinin taşıdığı yük değerleri (4.1) denklemleri ile hesaplanmıştır.

$$N_i = N \times \frac{A_i}{A_t} \quad (4.1a)$$

$$M_i = M \times \frac{I_i}{I_t} \quad (4.1b)$$

$$V_i = V \times \frac{S_i/t_i}{\sum (S_i/t_i)} \quad (4.1c)$$

Yapma elemanlarda uygulanan süreksiz kaynaklar için, kayma gerilmesi aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$\tau = \frac{V \times S}{I \times n \times a} \times \frac{(l_k + l_b)}{l_k} \quad (4.2)$$

Kolon-kiriş birleşim bölgesinde, birleşim boyutlandırılmasında esas alınan V_e , kesme kuvveti Denklem (4.3) ile hesaplanacaktır [1].

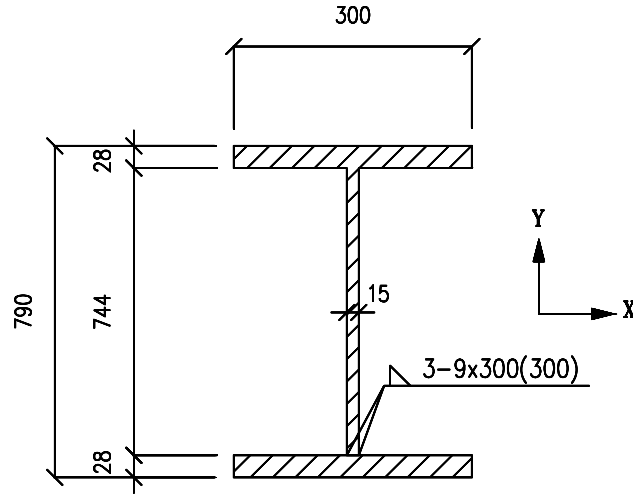
$$V_e = V_{dy} \pm 1.1D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (4.3)$$

4.1 Yapma Konsol Kiriş Kaynak Tahkiki

Yapının 5.50 metre uzunluğundaki konsol kirişleri olarak kullanılan yapma kirişler, deprem yükünü aktarmadığından dolayı deprem yönetmeliğindeki şartları sağlaması aranmamıştır. Kirişin 79 cm olan ucunda, Tip 1 yükleme durumunda E ve I akslarının 1. kat yapma konsol kirişlerinde maksimum gerilme değerlerine ulaşılmıştır.

$$M = 69411.49 \text{ kN.cm} \quad V = 180.08 \text{ kN} \quad I_{xa} = 303400 \text{ cm}^4$$

$$S_k = 30 \times 2.80 \times (79 - 2.80)/2 = 3200.40 \text{ cm}^3$$



Şekil 4.1: Yapma Konsol Kiriş Uzun Kenar Enkesiti (mm)

Hesaplarda kaynak kalınlığı olarak $a = 0.30 \text{ cm}$ seçilmiştir. Bağlantıda, 30 cm kaynaklı ve 30 cm boşluklu olarak süreksiz kaynak atılmıştır.

Basınç ve Denklem (4.2)'ye göre kayma gerilmesi kontrolleri yapılırsa;

$$\sigma_k = \frac{69411.49}{303400} \times \left(\frac{79}{2} - 2.80 \right) = 8.40 \text{ kN/cm}$$

$$\tau_k = \frac{180.08 \times 3200.40}{303400 \times 2 \times 0.30} \times \frac{(30 + 30)}{30} = 6.34 \text{ kN/cm}$$

$$\sigma_v = \sqrt{8.40^2 + 6.34^2} = 10.52 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{v.emn} = 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kaynaklar yeterlidir.

$$F_b = 2 \times 0.6 \times (60 - 2 \times 0.6) = 70.56 \text{ cm}^2$$

$$S_a = 30 \times 6 \times (60 - 6) / 2 = 4860 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 4860 + 3 \times (24 - 3/2) \times [(24 - 3/2) / 2 + 3/2] = 5720.63 \text{ cm}^3$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{35959.41}{318276} \times 24 + \frac{11548.72 \times 180 / 1008}{237.16} = 11.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{92.07 \times 4860}{318276 \times 2 \times 1.1} \times \frac{(110 + 110)}{110} = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{11.41^2 + 1.28^2} = 11.48 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Gövdeleri bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{35959.41}{318276} \times \frac{3}{2} + \frac{11548.72 \times 72 / 1008}{70.56} = 11.86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{92.07 \times 5720.63}{318276 \times 2 \times 0.60} \times \frac{(60 + 60)}{60} = 2.76 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{11.86^2 + 2.76^2} = 12.18 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yükleri için de tahkikler sadece normal kuvvet için tekrarlanırsa;

$$N_d = 18079 \text{ kN}$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

$$\sigma = \frac{18079 \times 180 / 1008}{237.16} = 13.61 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

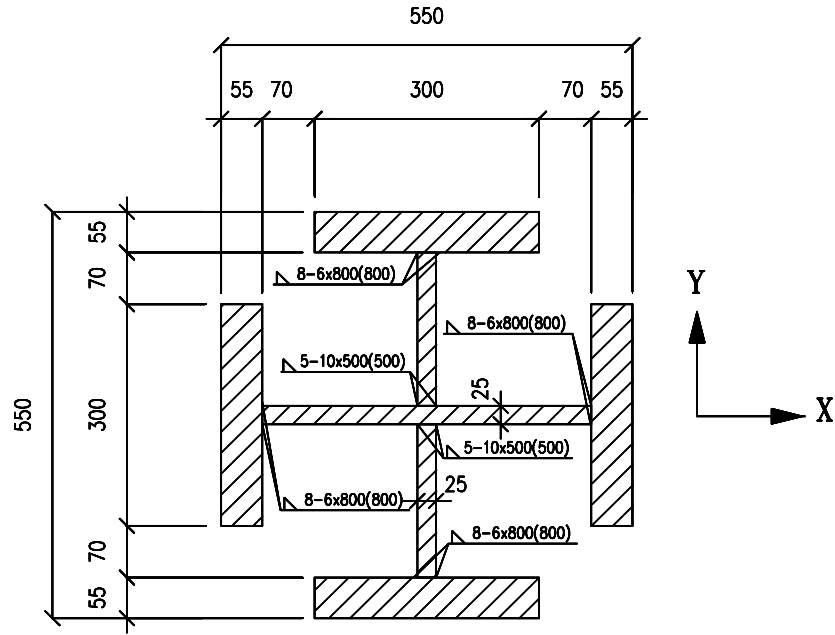
$$\sigma = \frac{18079 \times 72 / 1008}{70.56} = 18.30 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.2.2 4. ve 6. Katlar Arası S1 Kolonlarının Kaynakları

Kolon tahkiklerinde incelenmiş olan S1 kolonu için yapılan kaynak hesaplarında, önceki tahkiklerde maksimum çıkan değerler dikkate alınmıştır.

$$M_{xx} = 17327.71 \text{ kN.cm} \quad V_y = 104.12 \text{ kN} \quad N_d = 6941.23 \text{ kN}$$

S1 kolonunun 4. kattaki ataleti, $I_x = I_y = 245531.46 \text{ cm}^4$



Şekil 4.3: 4. ve 6. Kat Arası S1 Kolon Enkesiti (mm)

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynak : $a = 0.8 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 2.5 = 1.75 \text{ cm}$

Gövdeleri bağlayan kaynak : $b = 0.5 \text{ cm} < 1.75 \text{ cm}$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklar 80 cm kaynaklı, 80 cm boşluklu,

Gövdeleri bağlayan kaynaklar ise 50 cm kaynaklı, 50 cm boşluklu alınmıştır.

$$F_a = 2 \times 0.8 \times (80 - 2 \times 0.8) = 125.44 \text{ cm}^2$$

$$F_b = 2 \times 0.5 \times (50 - 2 \times 0.5) = 49 \text{ cm}^2$$

$$S_a = 30 \times 5.5 \times (55 - 5.5) / 2 = 4083.75 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 4083.75 + 2.5 \times (22 - 2.5 / 2) \times \left[(22 - 2.5 / 2) / 2 + 2.5 / 2 \right] = 4686.80 \text{ cm}^3$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{17327.71}{245531.46} \times 22 + \frac{6941.23 \times 165 / 880}{125.44} = 11.93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{104.12 \times 4083.75}{245531.46 \times 2 \times 0.8} \times \frac{(80 + 80)}{80} = 2.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{11.93^2 + 2.16^2} = 12.12 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Gövdeleri bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{17327.71}{245531.46} \times \frac{2.5}{2} + \frac{6941.23 \times 55 / 880}{49} = 8.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{104.12 \times 4686.80}{245531.46 \times 2 \times 0.50} \times \frac{(50 + 50)}{50} = 3.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{8.94^2 + 3.97^2} = 9.78 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yükleri için de tahkikler sadece normal kuvvet için tekrarlanırsa;

$$N_d = 10330 \text{ kN}$$

Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

$$\sigma = \frac{10330 \times 165 / 880}{125.44} = 15.44 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

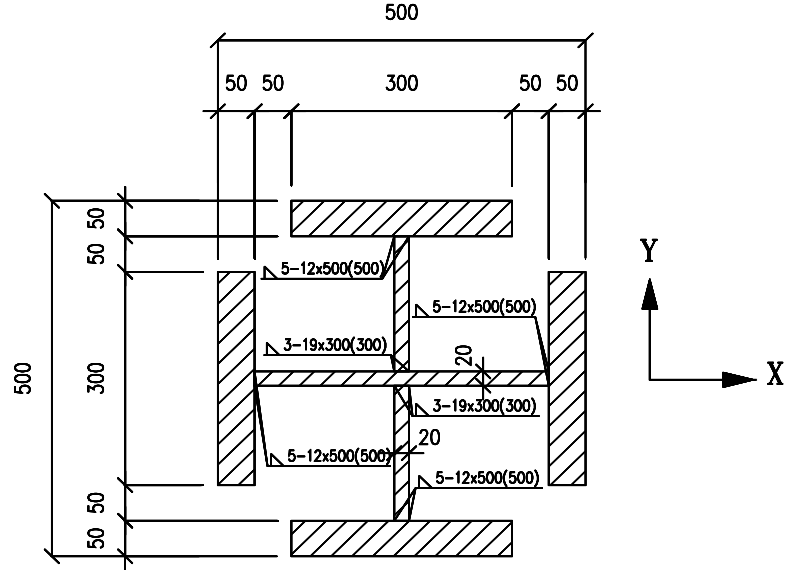
$$\sigma = \frac{10330 \times 55 / 880}{49} = 13.18 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.2.3 7. ve 10. Katlar Arası S1 Kolonlarının Kaynakları

Kolon tahkiklerinde incelenmiş olan S1 kolonu için yapılan kaynak hesaplarında, önceki tahkiklerde maksimum çıkan değerler dikkate alınmıştır.

$$M_{xx} = 19260.28 \text{ kN.cm} \quad V_y = 117.21 \text{ kN} \quad N_d = 2026.45 \text{ kN}$$

S1 kolonunun 7. kattaki ataleti, $I_x = I_y = 185693.33 \text{ cm}^4$



Şekil 4.4: 7. ve 10. Kat Arası S1 Kolon Enkesiti (mm)

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynak : $a = 0.5 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 2 = 1.40 \text{ cm}$

Gövdeleri bağlayan kaynak : $b = 0.3 \text{ cm} < 1.40 \text{ cm}$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklar 50 cm kaynaklı, 50 cm boşluklu,

Gövdeleri bağlayan kaynaklar ise 30 cm kaynaklı, 30 cm boşluklu alınmıştır.

$$F_a = 2 \times 0.5 \times (50 - 2 \times 0.5) = 49 \text{ cm}^2$$

$$F_b = 2 \times 0.3 \times (30 - 2 \times 0.3) = 17.64 \text{ cm}^2$$

$$S_a = 30 \times 5 \times (50 - 5) / 2 = 3375 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 3375 + 2 \times (20 - 2 / 2) \times [(20 - 2 / 2) / 2 + 2 / 2] = 3774 \text{ cm}^3$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{19260.28}{185693.33} \times 20 + \frac{2026.45 \times 150 / 760}{49} = 10.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{117.21 \times 3375}{185693.33 \times 2 \times 0.5} \times \frac{(50 + 50)}{50} = 4.26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{10.24^2 + 4.26^2} = 11.09 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Gövdeleri bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{19260.28}{185693.33} \times \frac{2}{2} + \frac{2026.45 \times 40 / 760}{17.64} = 6.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{117.21 \times 3774}{185693.33 \times 2 \times 0.30} \times \frac{(30 + 30)}{30} = 7.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{6.15^2 + 7.94^2} = 10.04 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yükleri için de tahkikler sadece normal kuvvet için tekrarlanırsa:

$$N_d = 4469 \text{ kN}$$

Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

$$\sigma = \frac{4469 \times 150 / 760}{49} = 18.00 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

$$\sigma = \frac{4469 \times 40 / 760}{17.64} = 13.33 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.2.4 1. ve 3. Katlar Arası S2 Kolonlarının Kaynakları

Kolon tahkiklerinde incelenmiş olan S2 kolonu için yapılan kaynak hesaplarında, önceki tahkiklerde maksimum çıkan değerler dikkate alınmıştır.

$$M_{xx} = 18949.57 \text{ kN.cm} \quad M_{yy} = 11992.23 \text{ kN.cm} \quad V_y = 31.75 \text{ kN}$$

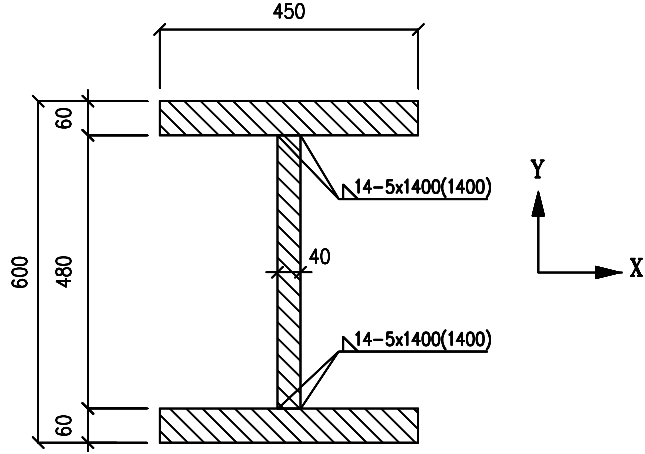
$$N_d = 9601.59 \text{ kN} \quad I_x = 432144 \text{ cm}^4 \quad I_y = 91381 \text{ cm}^4$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynak : $a = 1.4 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 4 = 2.8 \text{ cm}$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklar 140 cm kaynaklı, 140 cm boşluklu alınmıştır.

$$F_a = 2 \times 1.4 \times (140 - 2 \times 1.4) = 384.16 \text{ cm}^2$$

$$S_a = 45 \times 6 \times (60 - 6) / 2 = 7290 \text{ cm}^3$$



Şekil 4.5: 1. ve 3. Kat Arası S2 Kolon Enkesiti (mm)

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{18949.57}{432144} \times 24 + \frac{11992.23}{91381} \times \frac{4}{2} + \frac{9601.59 \times 270 / 732}{384.16} = 10.53 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{31.75 \times 7290}{432144 \times 2 \times 1.4} \times \frac{(140 + 140)}{140} = 0.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{10.53^2 + 0.38^2} = 10.54 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yükleri için de tahkikler sadece normal kuvvet için tekrarlanırsa;

$$N_d = 15307 \text{ kN}$$

Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

$$\sigma = \frac{15307 \times 270 / 732}{384.16} = 14.70 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.2.5 4. ve 6. Katlar Arası S2 Kolonlarının Kaynakları

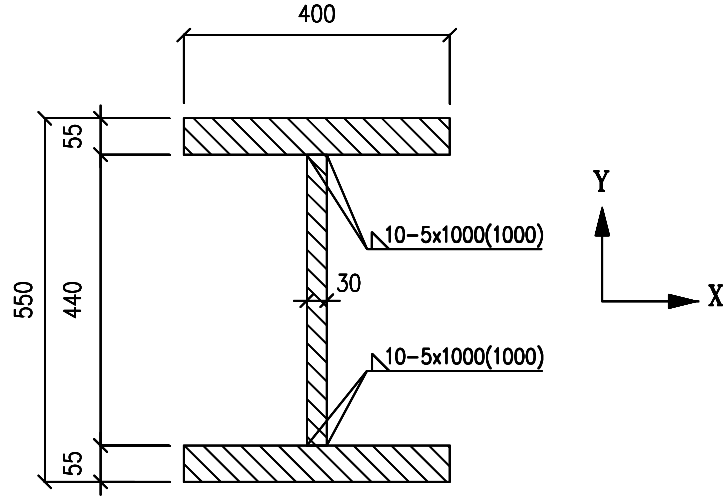
Kolon tahkiklerinde incelenmiş olan S2 kolonu için yapılan kaynak hesaplarında, önceki tahkiklerde maksimum çıkan değerler dikkate alınmıştır.

$$M_{xx} = 19032.48 \text{ kN.cm} \quad M_{yy} = 3917.49 \text{ kN.cm} \quad V_y = 110.30 \text{ kN}$$

$$N_d = 5269.54 \text{ kN}$$

$$I_x = 291932.67 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 58765.67 \text{ cm}^4$$



Şekil 4.6: 4. ve 6. Kat Arası S2 Kolon Enkesiti (mm)

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynak : $a = 1.0 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 3 = 2.1 \text{ cm}$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklar 100 cm kaynaklı, 100 cm boşluklu alınmıştır.

$$F_a = 2 \times 1.0 \times (100 - 2 \times 1.0) = 196 \text{ cm}^2$$

$$S_a = 40 \times 5.5 \times (55 - 5.5) / 2 = 5445 \text{ cm}^3$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{19032.48}{291932.67} \times 22 + \frac{3917.49}{58765.67} \times \frac{3}{2} + \frac{5269.54 \times 220 / 572}{196} = 11.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{110.30 \times 5445}{291932.67 \times 2 \times 1.0} \times \frac{(100 + 100)}{100} = 2.06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{11.87^2 + 2.06^2} = 12.04 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a,emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yükleri için de tahkikler sadece normal kuvvet için tekrarlanırsa;

$$N_d = 8483 \text{ kN}$$

Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

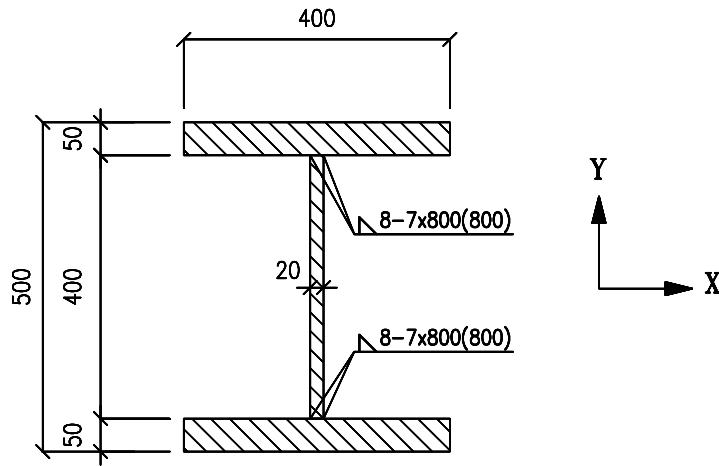
$$\sigma = \frac{8483 \times 220 / 572}{196} = 16.65 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.2.6 7. ve 10. Katlar Arası S2 Kolonlarının Kaynakları

Kolon tahkiklerinde incelenmiş olan S2 kolonu için yapılan kaynak hesaplarında, önceki tahkiklerde maksimum çıkan değerler dikkate alınmıştır.

$$M_{xx} = 18550.33 \text{ kN.cm} \quad M_{yy} = 3016.55 \text{ kN.cm} \quad V_y = 109.56 \text{ kN}$$

$$N_d = 2456.61 \text{ kN} \quad I_x = 214000 \text{ cm}^4 \quad I_y = 53360 \text{ cm}^4$$



Şekil 4.7: 7. ve 10. Kat Arası S2 Kolon Enkesiti (mm)

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynak : $a = 0.8 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 2 = 1.4 \text{ cm}$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklar 80 cm kaynaklı, 80 cm boşluklu alınmıştır.

$$F_a = 2 \times 0.8 \times (80 - 2 \times 0.8) = 125.44 \text{ cm}^2$$

$$S_a = 40 \times 5 \times (50 - 5) / 2 = 4500 \text{ cm}^3$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{18550.33}{214000} \times 20 + \frac{3016.55}{53360} \times \frac{2}{2} + \frac{2456.61 \times 200 / 480}{125.44} = 9.95 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{109.56 \times 4500}{214000 \times 2 \times 0.8} \times \frac{(80 + 80)}{80} = 2.88 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sqrt{9.95^2 + 2.88^2} = 10.36 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{a.emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yükleri için de tahkikler sadece normal kuvvet için tekrarlanırsa;

$$N_d = 3687 \text{ kN}$$

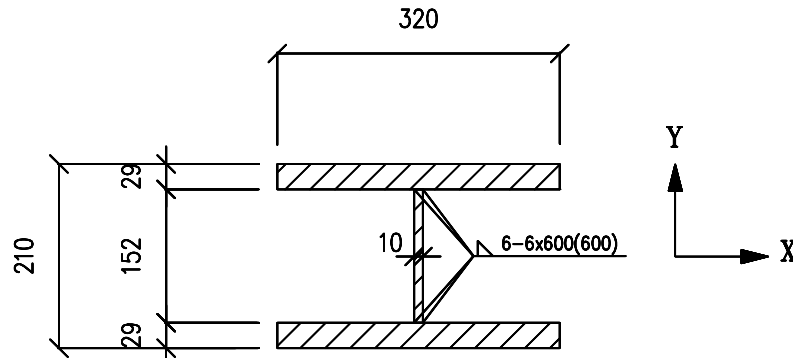
Arttırılmış yük için gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilme:

$$\sigma = \frac{3687 \times 200 / 480}{125.44} = 12.25 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.3 Yapma Çaprazların Kaynak Tahkiki

4.3.1 Y Doğrultusu 1. ve 2. Kat Merkezi Çaprazlarının Kaynakları

Çaprazların tahkiklerinde incelenmiş olan K3 ve K4 merkezi çaprazları için yapılan kaynak hesaplarında, önceki tahkiklerde maksimum çıkan değerler dikkate alınmıştır. Kullanılan kaynak boyları $l_{\max} = 100 \times a$ olarak alınmıştır [5].



Şekil 4.8: 1. ve 2. Kat için K3 ve K4 Merkezi Çapraz Enkesiti (mm)

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynak : $a = 0.6 \text{ cm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ cm}$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklar 60 cm kaynaklı, 60 cm boşluklu alınmıştır.

$$N_d = 1637.83 \text{ kN}$$

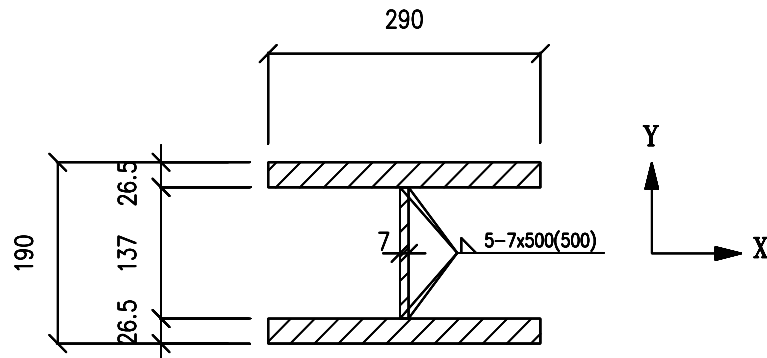
$$F_a = 2 \times 0.6 \times (60 - 2 \times 0.6) = 70.56 \text{ cm}^2$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{1637.83 \times 92.8 / 200.8}{70.56} = 10.73 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4.3.2 Y Doğrultusu 3.~10. Kat Merkezi Çaprazlarının Kaynakları

Çaprazların tahkiklerinde incelenmiş olan K3 ve K4 merkezi çaprazları için yapılan kaynak hesaplarında, önceki tahkiklerde maksimum çıkan değerler kullanılmıştır.



Şekil 4.9: 3. ve 10. Kat Arası K3 ve K4 Merkezi Çapraz Enkesiti (mm)

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynak : $a = 0.5 \text{ cm} \leq 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 0.7 \approx 0.50 \text{ cm}$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklar 50 cm kaynaklı, 50 cm boşluklu alınmıştır.

$$N_d = 1256.56 \text{ kN}$$

$$F_a = 2 \times 0.5 \times (50 - 2 \times 0.5) = 49 \text{ cm}^2$$

Gövdeyi başlıklara bağlayan kaynaklarda oluşan gerilmeler:

$$\sigma = \frac{1256.56 \times 76.85 / 163.29}{49} = 12.07 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

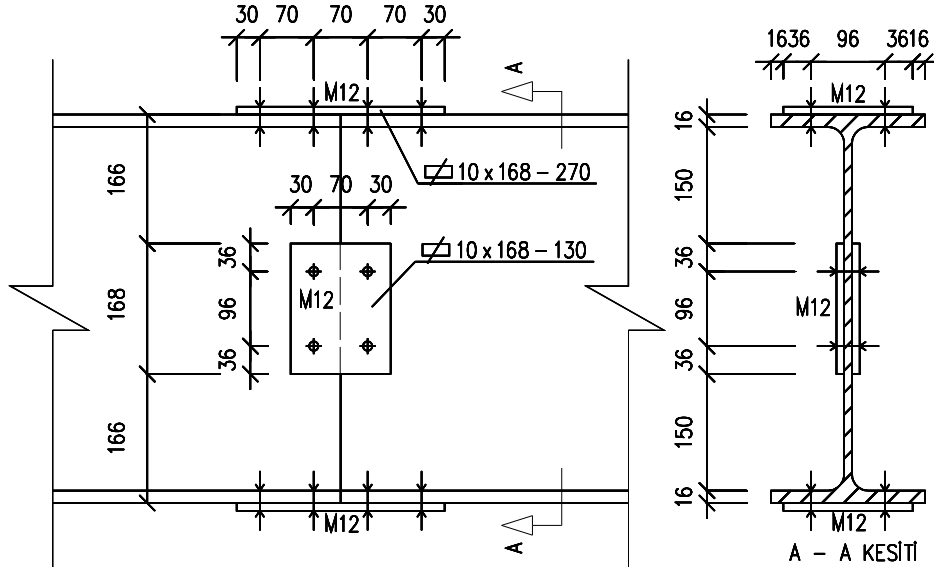
4.4 Kiriş Eklerinin Tahkikleri

Yapıda A ve M akslarındaki sürekli kirişlerin 2 parça halinde, 10 m. boyunda tutulması ve aks ortalarında ek yapılarak birleştirilmesi uygun görülmüştür. Yapıdaki diğer kirişlerin uzunlukları yeterli uzunlukta olduğundan ek yapılmasına gerek görülmemişlerdir.

A ve M akslarındaki kirişler deprem yüklerinden etkilenmediğinden dolayı deprem yönetmeliğindeki şartların sağlanması aranmamıştır. Bağlantıda 4.6 kalitesinde kaba bulon kullanılmıştır. Gövdeye konular bulonlar konstrüktif olarak düşünülmüştür.

Tip 1 yüklemesinden ek kısmında oluşan moment : $M = 1610.58 \text{ kN.cm}$

Kiriş ortasında kesme kuvveti : $V = 0.00 \text{ kN}$



Şekil 4.10: A ve M Aksı Kirişleri Ek Bağlantı Detayı (mm)

Başlıklara gelen kuvvet:

$$N = \frac{1610.58}{50} = 32.12 \text{ kN}$$

Başlık levhasında oluşan gerilme:

$$\sigma = \frac{32.12}{1 \times (14 - 2 \times 1.1)} = 2.72 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{emn} = 16.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Bir bulonun taşıyabileceği kuvvet:

$$N_s = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 16 = 18.09 \text{ kN} \quad N_l = 1 \times 1.2 \times 24 = 28.80 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = N_s = 18.09 \text{ kN}$$

Bir bulona gelen kuvvet:

$$N = \frac{32.12}{4} = 8.03 \text{ kN} < N_s = 18.09 \text{ kN} \quad \text{kullanılan bulon yeterlidir.}$$

4.5 Kolon Eklerinin Tahkiki

DBYBHY'e göre tam penetrasyonlu küt kaynaklı veya bulonlu olarak yapılan kolon ekleri, kolon-kiriş birleşim yerinden en az net kat yüksekliğinin 1/3'ü kadar uzakta olacaktır. Köşe kaynağı ile veya tam penetrasyonlu olmayan küt kaynakla yapılan eklerde bu uzaklık, ayrıca 1.20 m'den az olmayacaktır [1].

Kolon ve kiriş eklerinin eğilme kapasitesi, eklenen elemanın eğilme kapasitesinden, kesme kuvveti ise Denklem (4.3)'te verilen değerden az olmayacaktır [1]. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin aksel kuvvet kapasiteleri Yük 5 ve Yük 6 ile hesaplanan aksel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olacaktır [1]. Ek elemanlarının taşıma güçlerinin hesabında, (3.77) denklemlerinde verilen kaynak ve bulon gerilme sınır değerleri kullanılacaktır [1].

Birleşimi gerçekleştiren üst kolon profilinin alt kolon profiline uygun olması halinde kolon eki olarak gövde ve başlık levhaları kullanılabilir [10]. Birleşim aracı olarak yüksek mukavemetli bulon kullanılmıştır. Tam ek ve temas eki olmak üzere iki tür ek söz konusudur [10]. Tam ekte kolonun tam yükü dikkate alınır ve kolon profillerinin uçları temas etse dahi temas yoluyla kuvvet aktarıldığı varsayılmaz [10]. Bu çalışmada tam ek kullanılacak ve temas yoluyla kuvvet aktarıldığı ihmal edilecektir [10].

Uygulamada üst kolon profilinin alt kat kolondan küçük olması durumunda, başlık ek levhalarının altına gelmek üzere besleme levhaları konulması gerekir [10]. Profillerin gövde kalınlığı farkı 1.5 mm'den fazla ise aynı şekilde üst profile gövde ek levhalarının altına da besleme levhaları konulmalıdır [10].

Tam ek hesabı yapılırken, gövde ve başlık levhalarının enkesit alanları, üst kolon profilinin gövde ve başlık alanlarından az olmayacak şekilde seçilir [10]. Kolon ekleri kolon kesitlerinin değiştiği 4. ve 7. katlarda yapılmış, yüksek mukavemetli bulonlarla (10.9) birleşim uygulanmıştır.

Kolon ekleri olarak kullanılan levhaların taşıdığı normal kuvveti bulmak için, kolondan gelen normal kuvvet alanları oranında paylaştırılmış, kuvvet çiftine dönüştürülen momentlerde normal kuvvetlere ilave edilmiştir.

$$N_i = N \times \frac{A_i}{\sum A_{EK}} + \frac{M_i}{h_i} \quad (4.4)$$

Levhalarındaki bulonlara etkiyen moment değerleri ise Denklem (4.5) ile hesaplanır. Formülde c , levha ortasından bir kolon yüzündeki bulonların ağırlık merkezine olan mesafedir.

$$M'_i = M_i + Q_i \times c \quad (4.5)$$

Levha üzerinde yük paylaşımı ve bulonlara etkiyen moment değerleri bulunduktan sonra bir bulona gelen kuvvet değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$P_{ix,y} = \frac{M'_i \times k}{\sum r^2} + \frac{V_i}{n} \quad (4.6a)$$

$$P_{iz} = \frac{M'_i \times v}{\sum r^2} + \frac{N_i}{n} \quad (4.6b)$$

$$R_i = \sqrt{P_{ix,y}^2 + P_{iz}^2} \quad (4.6c)$$

Formüllerde k ve v , hesabı yapılan bulonun bulonların ağırlık merkezine olan yatay ve düşey mesafeleridir. r ise bulonların ağırlık merkezine olan toplam mesafeleridir.

Birleşimlerde, bulonlar 10.9 kalitesindedir ve GVP birleşimleri uygulanmıştır. Bu tür birleşimde bulonların emniyetle aktarabileceği kuvvet aşağıdaki gibi hesaplanır [10].

$$N_{SLPemn} = \tau_{semm} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (\text{Tek tesirli}) \quad (4.7a)$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times \tau_{semm} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (\text{Çift tesirli}) \quad (4.7b)$$

$$N_{GVemn} = \frac{\mu}{v} \times P_v \quad (4.8)$$

Burada;

τ_{semm} : SLP birleşimlerinde kayma emniyet gerilmesi,

P_v : Bulon öngerme kuvveti,

μ : Sürtünme katsayısı,

v : Kaymaya karşı emniyet katsayısıdır.

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} N_{SLPemn} + N_{GVemn} \quad (4.9)$$

GV ve GVP birleşimlerinde ayrıca Denklem (4.10)'da verilen ezilme gerilmesi tahkiki yapılır [10].

$$\sigma_l = \frac{N}{(\min \sum t) \times d} \quad (4.10)$$

4.5.1 4. Kat S1 Kolonu Birleşim Tahkikleri

Ek hesapları 4. kat için kolon-kiriş birleşim noktasından kat yüksekliğinin 1/3'ü kadar yani 1.07 metre yükseklikte yapılmıştır. Tahkikler birleşim için en elverişsiz durum olan Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-L aksında yapılmıştır.

$$M_{xx} = 4733.86 \text{ kN.cm} \quad M_{yy} = 1029.97 \text{ kN.cm} \quad N_d = 6943.15 \text{ kN}$$

$$V_y = 104.29 \text{ kN} \quad V_x = 14.89 \text{ kN}$$

Levha tahkikleri:

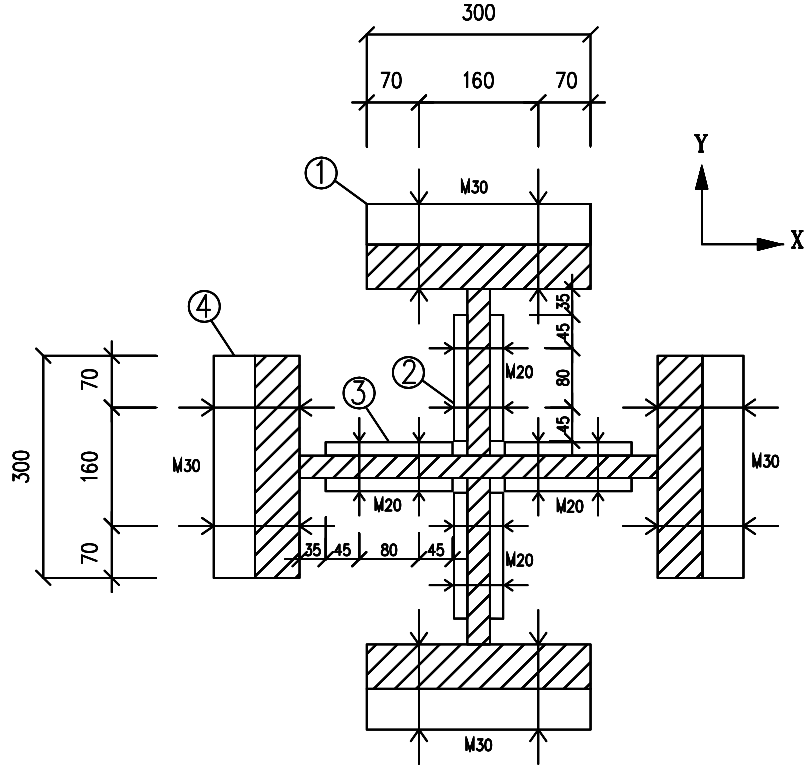
Başlık levhasının alanı,

$$(30 - 2 \times 3.1) \times 5.5 = 130.90 \text{ cm}^2 = A_b \text{ (Profil başlık alanı)}$$

Gövde levhasının alanı,

$$4 \times [1.8 \times (17 - 2 \times 2.1)] = 92.16 \text{ cm}^2$$

$$92.16 \text{ cm}^2 > 2.5 \times [(55 - 2 \times 5.5) - 4 \times 2.1] = 89 \text{ cm}^2 \text{ (Profil gövde alanı)} \quad (\text{uygun})$$



Şekil 4.11: 4. Kat S1 Kolon Eki Birleşim Detayı

Ek levhalarının sağlaması gereken moment kapasitesi, kesme kuvveti kapasitesi ve arttırılmış normal kuvvet (3.77) ve (4.3) denklemleri kullanılarak hesaplanır.

$$M_p = 11921 \times 24 = 286110 \text{ kN.cm}$$

$$V_e = 104.15 + 1.1 \times 1.2 \times \frac{(2 \times 286110)}{320} = 2464.56 \text{ kN}$$

$$W_p^{EK} = 2 \times (30 \times 5.5 \times 32.75 + 2 \times 17 \times 1.8 \times 11.75 + 2 \times 17 \times 1.8 \times 2.40 + 30 \times 30 / 2 \times 5.5)$$

$$W_p^{EK} = 17574.06 \text{ cm}^3$$

$$M_p^{EK} = 17574.06 \times 24 = 421777.44 \text{ kN.cm} > M_p = 286110 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

$$A_k^{EK} = 2 \times [4 \times (17 - 2 \times 2.1) \times 1.8 + 2 \times 5.5 \times (30 - 2 \times 3.1)] = 707.92 \text{ cm}^2$$

$$V_k^{EK} = 0.60 \times 24 \times 707.92 = 10194.05 \text{ kN} > V_e = 2464.56 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlara gelen yükleri bulmak için Şekil 4.11’de numaralanmış olan her ek için yük paylaşımı yapılmıştır. Bulon tahkikleri aşağıdaki şekilde yapılır.

Kolondan gelen momentlerin levhalara ataletleri oranında paylaşımı:

$$I_{1x} = I_{4y} = \frac{30 \times 5.5^3}{12} + 30 \times 5.5 \times (32.75)^2 = 177388.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{1y} = I_{4x} = \frac{30^3 \times 5.5}{12} = 12375 \text{ cm}^4$$

$$I_{2x} = I_{3y} = 2 \times \left[\frac{1.8 \times 17^3}{12} + 1.8 \times 17 \times (12.00)^2 \right] = 10286.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{2y} = I_{3x} = 2 \times \left[\frac{17 \times 1.8^3}{12} + 1.8 \times 17 \times (2.40)^2 \right] = 369.04 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_{EK} = 2 \times (177388.75 + 12375 + 10286.70 + 369.04) = 400838.98 \text{ cm}^4$$

$$M_{1xx} = 4733.86 \times \frac{177388.75}{400838.98} = 2094.94 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2xx} = 4733.86 \times \frac{10286.70}{400838.98} = 121.48 \text{ kN.cm}$$

$$M_{3xx} = 4733.86 \times \frac{369.04}{400838.98} = 4.35 \text{ kN.cm}$$

$$M_{4xx} = 4733.86 \times \frac{12375}{400838.98} = 146.15 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1yy} = 1029.97 \times \frac{12375}{400838.98} = 31.80 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2yy} = 1029.97 \times \frac{369.04}{400838.98} = 0.95 \text{ kN.cm}$$

$$M_{3yy} = 1029.97 \times \frac{10286.70}{400838.98} = 26.43 \text{ kN.cm}$$

$$M_{4yy} = 1029.97 \times \frac{177388.75}{400838.98} = 455.81 \text{ kN.cm}$$

Kolondan gelen normal kuvvetin levhalara alanları oranında paylaşımı:

$$A_1 = A_4 = 30 \times 5.5 = 165 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_3 = 2 \times 17 \times 1.8 = 61.20 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_{EK} = 4 \times (165 + 61.20) = 904.80 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 6943.15 \times \frac{165}{904.80} + \frac{2 \times 2094.94}{55} = 1342.34 \text{ kN}$$

$$N_2 = 6943.15 \times \frac{61.20}{904.80} + \frac{0.95}{2.50} = 470.00 \text{ kN}$$

$$N_3 = 6943.15 \times \frac{61.20}{904.80} + \frac{4.35}{2.50} = 471.37 \text{ kN}$$

$$N_4 = 6943.15 \times \frac{165}{904.80} + \frac{2 \times 455.81}{55} = 1282.73 \text{ kN}$$

Kolondan gelen kesme kuvvetinin levhalara statik momentleri oranında paylaşımı:

$$S_{1y} = S_{4x} = 2 \times 5.5 \times \frac{30^2}{8} = 1237.50 \text{ cm}^2$$

$$S_{2x} = S_{3y} = 2 \times 1.8 \times 17 \times 12.00 = 734.40 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 14.89 \times \frac{1237.50 / (2 \times 5.5)}{2 \times [1237.50 / (2 \times 5.5) + 734.40 / (2 \times 1.8)]} = 2.65 \text{ kN}$$

$$V_2 = 104.29 \times \frac{719.10 / (2 \times 1.8)}{2 \times [1237.50 / (2 \times 5.5) + 734.40 / (2 \times 1.8)]} = 32.91 \text{ kN}$$

$$V_3 = 14.89 \times \frac{719.10 / (2 \times 1.8)}{2 \times [1237.50 / (2 \times 5.5) + 734.40 / (2 \times 1.8)]} = 4.70 \text{ kN}$$

$$V_4 = 104.29 \times \frac{1237.50 / (2 \times 5.5)}{2 \times [1237.50 / (2 \times 5.5) + 734.40 / (2 \times 1.8)]} = 18.53 \text{ kN}$$

Bulonlara etkiyen moment değeri: (Denklem (4.5))

$$M'_1 = 31.80 + 2.65 \times 18.50 = 80.83 \text{ kN.cm}$$

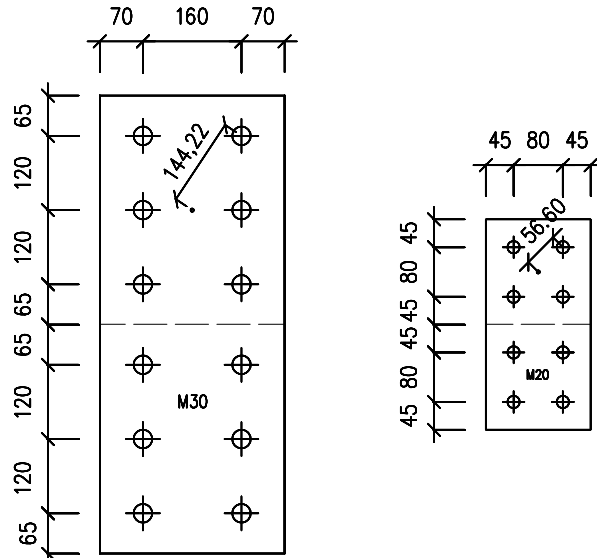
$$M'_2 = 121.48 + 32.91 \times 8.50 = 401.22 \text{ kN.cm}$$

$$M'_3 = 26.43 + 4.70 \times 8.5 = 66.38 \text{ kN.cm}$$

$$M'_4 = 146.15 + 18.53 \times 18.5 = 488.96 \text{ kN.cm}$$

Başlık ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 14.42^2 + 2 \times 8^2 = 959.75 \text{ cm}^2$

Gövde ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 5.66^2 = 128.14 \text{ cm}^2$



Şekil 4.12: 4. Kat S1 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı

Levhalar üzerinde bir bulona gelen max. kuvvetler (4.6) denklemleri kullanılarak aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

Birleşimde 1 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{1x} = \frac{80.83 \times 12}{959.75} + \frac{2.65}{6} = 1.45 \text{ kN}$$

$$P_{1z} = \frac{80.83 \times 8}{959.75} + \frac{1342.34}{6} = 224.40 \text{ kN}$$

$$R_1 = \sqrt{1.45^2 + 224.40^2} = 224.40 \text{ kN}$$

Birleşimde 2 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{2y} = \frac{401.22 \times 4}{128.14} + \frac{32.91}{4} = 20.75 \text{ kN}$$

$$P_{2z} = \frac{401.22 \times 4}{128.14} + \frac{470}{4} = 130.02 \text{ kN}$$

$$R_2 = \sqrt{20.75^2 + 130.02^2} = 131.67 \text{ kN}$$

Birleşimde 3 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{3x} = \frac{66.38 \times 4}{128.14} + \frac{4.70}{4} = 3.25 \text{ kN}$$

$$P_{3z} = \frac{66.38 \times 4}{128.14} + \frac{471.37}{4} = 119.91 \text{ kN}$$

$$R_3 = \sqrt{3.25^2 + 119.91^2} = 119.96 \text{ kN}$$

Birleşimde 4 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{4y} = \frac{488.96 \times 12}{959.75} + \frac{18.53}{6} = 9.20 \text{ kN}$$

$$P_{4z} = \frac{488.96 \times 8}{959.75} + \frac{1282.73}{6} = 217.86 \text{ kN}$$

$$R_4 = \sqrt{9.20^2 + 217.86^2} = 218.06 \text{ kN}$$

Birleşimde, başlık ek levhalarında M30, gövde ek levhalarında M20 tipi 10.9 kalitesinde GVP birleşimleri uygulanmıştır. Bir bulonun emniyetle aktarabileceği kuvvet (4.7) ve (4.8) denklemleri kullanarak aşağıdaki gibi hesaplanır [10].

Bir M30 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 350 \text{ kN} \quad d = 3.1 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPemn} = 32 \times \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 241.52 \text{ kN}$$

$$N_{GVemn} = \frac{0.50}{1.10} \times 350 = 159.09 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 241.52 + 159.09 = 279.85 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = \frac{N}{5.5 \times 3.1} \Rightarrow N = 920.7 \text{ kN}$$

$$R_1 > R_4 \Rightarrow R_1 = 224.40 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 279.85 \text{ kN} < N = 920.7 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M20 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 160 \text{ kN} \quad d = 2.1 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times 32 \times \frac{\pi \times 2.1^2}{4} = 221.68 \text{ kN}$$

$$N_{GVemn} = \frac{0.50}{1.10} \times 160 = 72.73 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 221.68 + 72.73 = 183.57 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = \frac{N}{2.5 \times 2.1} \Rightarrow N = 283.50 \text{ kN}$$

$$R_2 > R_3 \Rightarrow R_2 = 131.67 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 183.57 \text{ kN} < N = 283.50 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yüklerine göre (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) tahkikler yapılırsa:

$$N_d = 10340.73 \text{ kN}$$

$$N_1 = N_4 = 10340.73 \times \frac{165}{904.80} = 1885.74 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_3 = 10340.73 \times \frac{61.20}{904.80} = 699.44 \text{ kN}$$

Bir M30 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad v = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 47.60 \times \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 359.27 \text{ kN}$$

$$N_{GVemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 350 = 140 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 359.27 + 140 = 319.64 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$81.60 = \frac{N}{5.5 \times 3.1} \Rightarrow N = 1391.28 \text{ kN}$$

$$R = \frac{1885.74}{6} = 314.29 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 319.64 \text{ kN} < N = 1391.28 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M20 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad v = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times 47.60 \times \frac{\pi \times 2.1^2}{4} = 329.74 \text{ kN} \quad N_{GVemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 160 = 64 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 329.74 + 64 = 228.87 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$81.60 = \frac{N}{2.5 \times 2.1} \Rightarrow N = 428.40 \text{ kN}$$

$$R = \frac{699.44}{4} = 174.86 \text{ kN} < N_{GVPe\text{mn}} = 228.87 \text{ kN} < N = 428.40 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

4.5.2 7. Kat S1 Kolonu Birleşim Tahkikleri

Ek hesapları 7. kat için kolon-kiriş birleşim noktasından kat yüksekliğinin 1/3'ü kadar yani 1.07 metre yükseklikte yapılmıştır. Tahkikler birleşim için en elverişsiz durum olan Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-L aksında yapılmıştır.

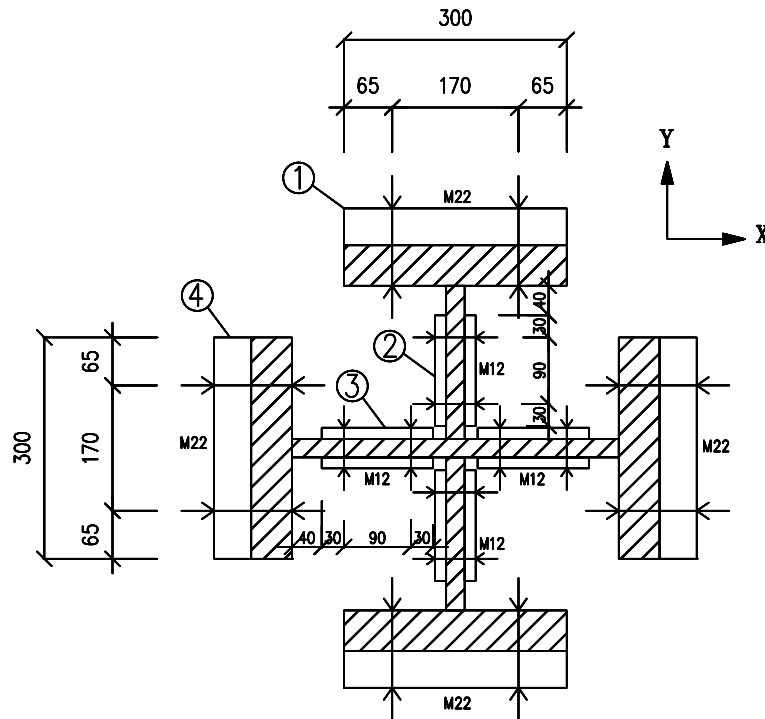
$$M_{xx} = 5465.30 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yy} = 1094.45 \text{ kN.cm}$$

$$N_d = 3245.46 \text{ kN}$$

$$V_y = 105.71 \text{ kN}$$

$$V_x = 18.69 \text{ kN}$$



Şekil 4.13: 7. Kat S1 Kolon Eki Birleşim Detayı

Levha tahkikleri:

Başlık levhasının alanı,

$$(30 - 2 \times 2.3) \times 5 = 127 \text{ cm}^2 = A_b \text{ (Profil başlık alanı)}$$

Gövde levhasının alanı,

$$4 \times [1.5 \times (15 - 2 \times 1.3)] = 74.40 \text{ cm}^2$$

$$74.40 \text{ cm}^2 > 2 \times [(50 - 2 \times 5) - 4 \times 1.3] = 69.60 \text{ cm}^2 \text{ (Profil gövde alanı)} \quad (\text{uygun})$$

Ek levhalarının sağlaması gereken moment kapasitesi, kesme kuvveti kapasitesi ve arttırılmış normal kuvvet (3.77) ve (4.3) denklemleri kullanılarak hesaplanır.

$$M_p = 9840 \times 24 = 236160 \text{ kN.cm}$$

$$V_e = 117.13 + 1.1 \times 1.2 \times \frac{(2 \times 236160)}{320} = 228206.72 \text{ kN}$$

$$W_p^{EK} = 2 \times (30 \times 5 \times 30 + 2 \times 15 \times 1.50 \times 10.50 + 2 \times 15 \times 1.50 \times 2.00 + 30 \times 30 / 2 \times 5)$$

$$W_p^{EK} = 14625 \text{ cm}^3$$

$$M_p^{EK} = 14625 \times 24 = 351000 \text{ kN.cm} > M_p = 236160 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

$$A_k^{EK} = 2 \times [4 \times (15 - 2 \times 1.3) \times 1.5 + 2 \times 5 \times (30 - 2 \times 2.3)] = 656.80 \text{ cm}^2$$

$$V_k^{EK} = 0.60 \times 24 \times 656.80 = 9457.92 \text{ kN} > V_e = 228206.72 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlara gelen yükleri bulmak için Şekil 4.13’de numaralanmış olan her ek için yük paylaşımı yapılmıştır. Bulon tahkikleri aşağıdaki şekilde yapılır.

Kolondan gelen momentlerin levhalara ataletleri oranında paylaşımı:

$$I_{1x} = I_{4y} = \frac{30 \times 5^3}{12} + 30 \times 5 \times (30)^2 = 135312.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{1y} = I_{4x} = \frac{30^3 \times 5}{12} = 11250 \text{ cm}^4$$

$$I_{2x} = I_{3y} = 2 \times \left[\frac{1.5 \times 15^3}{12} + 1.5 \times 15 \times (10.50)^2 \right] = 5805 \text{ cm}^4$$

$$I_{2y} = I_{3x} = 2 \times \left[\frac{15 \times 1.5^3}{12} + 1.5 \times 15 \times (2.0)^2 \right] = 188.44 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_{EK} = 2 \times (135312.50 + 11250 + 5805 + 188.44) = 305111.88 \text{ cm}^4$$

$$M_{1xx} = 5465.30 \times \frac{135312.50}{305111.88} = 2423.78 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2xx} = 5465.30 \times \frac{5805}{305111.88} = 103.98 \text{ kN.cm}$$

$$M_{3xx} = 5465.30 \times \frac{188.44}{305111.88} = 3.38 \text{ kN.cm}$$

$$M_{4xx} = 5465.30 \times \frac{11250}{305111.88} = 201.52 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1yy} = 1094.45 \times \frac{11250}{305111.88} = 40.35 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2yy} = 1094.45 \times \frac{188.44}{260980} = 0.68 \text{ kN.cm}$$

$$M_{3yy} = 1094.45 \times \frac{5805}{305111.88} = 20.82 \text{ kN.cm}$$

$$M_{4yy} = 1094.45 \times \frac{135312.50}{305111.88} = 485.37 \text{ kN.cm}$$

Kolondan gelen normal kuvvetin levhalara alanları oranında paylaşımı:

$$A_1 = A_4 = 30 \times 5 = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_3 = 2 \times 15 \times 1.5 = 45 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_{EK} = 4 \times (150 + 45) = 780 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 3245.46 \times \frac{150}{780} + \frac{2 \times 2423.78}{50} = 721.08 \text{ kN}$$

$$N_2 = 3245.46 \times \frac{45}{780} + \frac{0.68}{2} = 187.58 \text{ kN}$$

$$N_3 = 3245.46 \times \frac{45}{780} + \frac{3.38}{2} = 188.93 \text{ kN}$$

$$N_4 = 3245.46 \times \frac{150}{780} + \frac{2 \times 485.37}{50} = 643.54 \text{ kN}$$

Kolondan gelen kesme kuvvetinin levhalara statik momentleri oranında paylaşımı:

$$S_{1y} = S_{4x} = 2 \times 5 \times \frac{30^2}{8} = 1125 \text{ cm}^2$$

$$S_{2x} = S_{3y} = 2 \times 1.5 \times 15 \times 10 = 450 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 18.69 \times \frac{1125 / (2 \times 5)}{2 \times [1125 / (2 \times 5) + 450 / (2 \times 1.5)]} = 4.01 \text{ kN}$$

$$V_2 = 105.71 \times \frac{450 / (2 \times 1.5)}{2 \times [1125 / (2 \times 5) + 450 / (2 \times 1.5)]} = 30.20 \text{ kN}$$

$$V_3 = 18.69 \times \frac{450 / (2 \times 1.5)}{2 \times [1125 / (2 \times 5) + 450 / (2 \times 1.5)]} = 5.34 \text{ kN}$$

$$V_4 = 105.71 \times \frac{1125 / (2 \times 5)}{2 \times [1125 / (2 \times 5) + 450 / (2 \times 1.5)]} = 22.65 \text{ kN}$$

Bulonlara etkiyen moment değeri: (Denklem (4.5))

$$M'_1 = 40.35 + 4.01 \times 13 = 92.48 \text{ kN.cm}$$

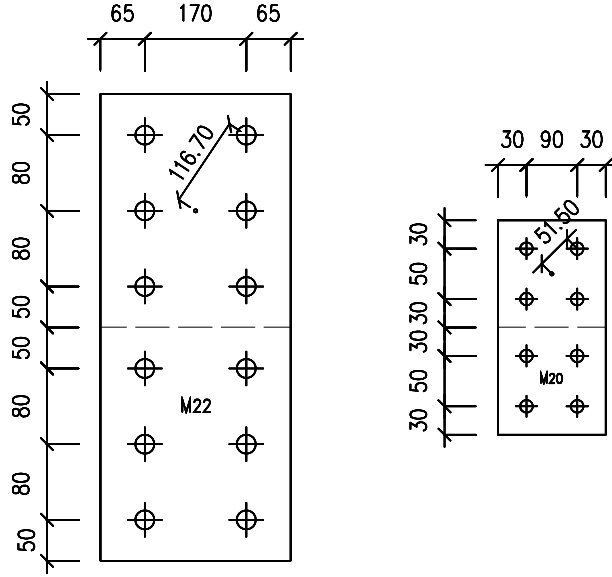
$$M'_2 = 103.98 + 30.20 \times 5.50 = 270.08 \text{ kN.cm}$$

$$M'_3 = 20.82 + 5.34 \times 5.50 = 50.19 \text{ kN.cm}$$

$$M'_4 = 201.52 + 22.65 \times 13 = 495.97 \text{ kN.cm}$$

Başlık ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 11.67^2 + 2 \times 8.5^2 = 689.26 \text{ cm}^2$

Gövde ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 5.15^2 = 106.09 \text{ cm}^2$



Şekil 4.14: 7. Kat S1 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı

Birleşimde 1 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{1x} = \frac{92.48 \times 8}{689.26} + \frac{4.01}{6} = 1.74 \text{ kN}$$

$$P_{1z} = \frac{92.48 \times 8.5}{689.26} + \frac{721.08}{6} = 121.32 \text{ kN}$$

$$R_1 = \sqrt{1.74^2 + 121.32^2} = 121.33 \text{ kN}$$

Birleşimde 2 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{2y} = \frac{270.08 \times 2.5}{106.09} + \frac{30.20}{4} = 13.91 \text{ kN}$$

$$P_{2z} = \frac{270.08 \times 4.5}{106.09} + \frac{187.58}{4} = 58.35 \text{ kN}$$

$$R_2 = \sqrt{13.91^2 + 58.35^2} = 60.00 \text{ kN}$$

Birleşimde 3 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{3x} = \frac{50.19 \times 2.5}{106.09} + \frac{5.34}{4} = 2.52 \text{ kN}$$

$$P_{3z} = \frac{50.19 \times 4.5}{106.09} + \frac{188.93}{4} = 49.36 \text{ kN}$$

$$R_3 = \sqrt{2.52^2 + 49.36^2} = 49.42 \text{ kN}$$

Birleşimde 4 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{4y} = \frac{495.97 \times 8}{689.26} + \frac{22.65}{6} = 9.53 \text{ kN}$$

$$P_{4z} = \frac{495.97 \times 8.5}{689.26} + \frac{643.54}{6} = 113.37 \text{ kN}$$

$$R_4 = \sqrt{9.53^2 + 113.37^2} = 113.77 \text{ kN}$$

Birleşimde, başlık ek levhalarında M22, gövde ek levhalarında M12 tipi 10.9 kalitesinde GVP birleşimleri uygulanmıştır. Bir bulonun emniyetle aktarabileceği kuvvet (4.7) ve (4.8) denklemleri kullanarak aşağıdaki gibi hesaplanır [10].

Bir M22 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 190 \text{ kN} \quad d = 2.3 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPemn} = 32 \times \frac{\pi \times 2.3^2}{4} = 132.95 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.10} \times 190 = 86.36 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 132.95 + 86.36 = 152.84 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = N / (5 \times 2.3) \Rightarrow N = 621 \text{ kN}$$

$$R_1 > R_4 \Rightarrow R_1 = 121.33 \text{ kN} < N_{GVPe_{mn}} = 152.84 \text{ kN} < N = 621 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M12 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 50 \text{ kN} \quad d = 1.3 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPe_{mn}} = 2 \times 32 \times \frac{\pi \times 1.3^2}{4} = 84.94 \text{ kN}$$

$$N_{GVPe_{mn}} = \frac{0.50}{1.10} \times 50 = 22.73 \text{ kN}$$

$$N_{GVPe_{mn}} = \frac{1}{2} \times 84.94 + 22.73 = 65.20 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = \frac{N}{2 \times 1.3} \Rightarrow N = 140.40 \text{ kN}$$

$$R_2 > R_3 \Rightarrow R_2 = 60.00 \text{ kN} < N_{GVPe_{mn}} = 65.20 \text{ kN} < N = 140.40 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yüklerine göre (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) tahkikler yapılırsa:

$$N_d = 4471.17 \text{ kN}$$

$$N_1 = N_4 = 4471.17 \times \frac{150}{780} = 859.84 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_3 = 4471.17 \times \frac{45}{780} = 257.95 \text{ kN}$$

Bir M22 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \nu = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 47.60 \times \frac{\pi \times 2.3^2}{4} = 197.77 \text{ kN}$$

$$N_{GVemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 190 = 76 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 197.77 + 76 = 174.86 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$81.60 = \frac{N}{5 \times 2.3} \Rightarrow N = 938.40 \text{ kN}$$

$$R = \frac{859.84}{6} = 143.31 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 174.86 \text{ kN} < N = 938.40 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M12 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad v = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times 47.60 \times \frac{\pi \times 1.3^2}{4} = 126.36 \text{ kN}$$

$$N_{GVemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 50 = 20 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 126.36 + 20 = 83.18 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$81.60 = \frac{N}{2 \times 1.3} \Rightarrow N = 212.16 \text{ kN}$$

$$R = \frac{257.95}{4} = 64.49 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 83.18 \text{ kN} < N = 212.16 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

4.5.3 4. Kat S2 Kolonu Birleşim Tahkikleri

Ek hesapları 4. kat için kolon-kiriş birleşim noktasından, çapraz levhasıyla çakışmasından dolayı, 1.25 metre yükseklikte yapılmıştır. Tahkikler birleşim için en elverişsiz durum olan Yük 3 yüklemesinin $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-C aksında yapılmıştır.

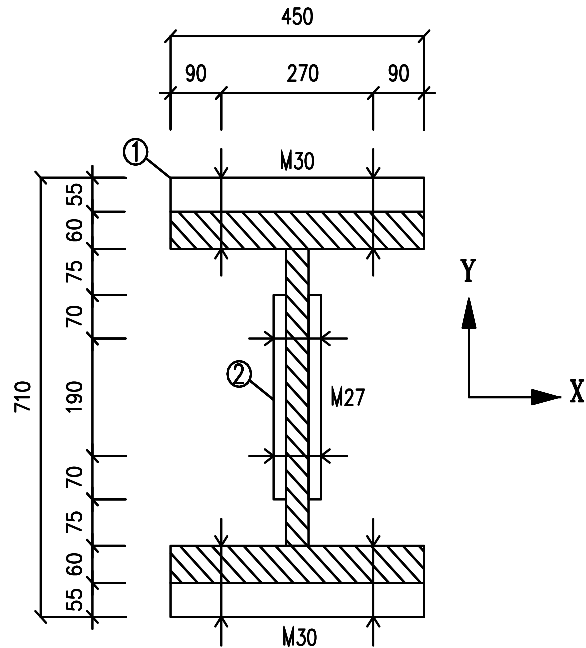
$$M_{xx} = 4471.96 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yy} = 1457.29 \text{ kN.cm}$$

$$N_d = 5274.30 \text{ kN}$$

$$V_y = 110.57 \text{ kN}$$

$$V_x = 22.10 \text{ kN}$$



Şekil 4.15: 4. Kat S2 Kolon Eki Birleşim Detayı

Levha tahkikleri:

Başlık levhasının alanı,

$$(40 - 2 \times 3.1) \times 5.5 = 185.90 \text{ cm}^2 = A_b \text{ (Profil başlık alanı)}$$

Gövde levhasının alanı,

$$2 \times [2.2 \times (33 - 2 \times 2.8)] = 120.56 \text{ cm}^2$$

$$120.56 \text{ cm}^2 > 3 \times [(55 - 2 \times 5.5) - 2 \times 2.8] = 115.20 \text{ cm}^2 \text{ (Profil gövde alanı) (uygun)}$$

Ek levhalarının sağlaması gereken moment kapasitesi, kesme kuvveti kapasitesi ve artırılmış normal kuvvet (3.77) ve (4.3) denklemleri kullanılarak hesaplanır.

$$M_{p.xx} = 12342 \times 24 = 296208 \text{ kN.cm}$$

$$M_{p.yy} = 4499 \times 24 = 107976 \text{ kN.cm}$$

$$V_{e.y} = 110.57 + 1.1 \times 1.2 \times \frac{(2 \times 296208)}{320} = 2554.29 \text{ kN}$$

$$V_{e.x} = 22.10 + 1.1 \times 1.2 \times \frac{(2 \times 107976)}{320} = 912.90 \text{ kN}$$

$$W_{p.xx}^{EK} = 2 \times (40 \times 5.5 \times 32.75 + 2 \times 16.5 \times 2.2 \times 8.25) = 15607.90 \text{ cm}^3$$

$$W_{p.yy}^{EK} = 2 \times (2 \times 20 \times 5.5 \times 10 + 33 \times 2.2 \times 3.10) = 4850.12 \text{ cm}^3$$

$$M_{p.xx}^{EK} = 15607.90 \times 24 = 374589.60 \text{ kN.cm} > M_{p.xx} = 296208 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

$$M_{p.yy}^{EK} = 4850.12 \times 24 = 116402.88 \text{ kN.cm} > M_{p.yy} = 107976 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

$$A_k^{EK} = 2 \times [(33 - 2 \times 2.8) \times 2.2 + 5.5 \times (40 - 2 \times 3.1)] = 492.36 \text{ cm}^2$$

$$V_k^{EK} = 0.60 \times 24 \times 492.36 = 7089.98 \text{ kN} > V_{e.y} = 2554.29 \text{ kN} > V_{e.x} = 912.90 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlara gelen yükleri bulmak için Şekil 4.15’de numaralanmış olan her ek için yük paylaşımı yapılmıştır. Bulon tahkikleri aşağıdaki şekilde yapılır.

Kolondan gelen momentlerin levhalara ataletleri oranında paylaşımı:

$$I_{1x} = \frac{40 \times 5.5^3}{12} + 40 \times 5.5 \times (32.75)^2 = 236518.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{1y} = \frac{40^3 \times 5.5}{12} = 29333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{2x} = 2 \times \frac{2.2 \times 33^3}{12} = 13176.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{2y} = 2 \times \left[\frac{33 \times 2.2^3}{12} + 2.2 \times 33 \times 3.2^2 \right] = 1545.41 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_{EK.x} = 2 \times 236518.33 + 13176.90 = 486213.56 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_{EK.y} = 2 \times 29333.33 + 1040.12 = 60212.07 \text{ cm}^4$$

$$M_{1xx} = 4471.96 \times \frac{236518.33}{486213.56} = 2175.38 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2xx} = 4471.96 \times \frac{13176.90}{486213.56} = 121.19 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1yy} = 1457.29 \times \frac{29333.33}{60212.07} = 709.94 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2yy} = 1457.29 \times \frac{1545.41}{60212.07} = 37.40 \text{ kN.cm}$$

Kolondan gelen normal kuvvetin levhalara alanları oranında paylaşımı:

$$A_1 = 40 \times 5.5 = 220 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 2 \times 33 \times 2.2 = 145.20 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_{EK} = 2 \times 220 + 145.20 = 585.20 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 5274.30 \times \frac{220}{585.20} + \frac{2 \times 2175.38}{55} = 2061.92 \text{ kN}$$

$$N_2 = 5274.30 \times \frac{145.20}{585.20} + \frac{37.40}{3} = 1321.13 \text{ kN}$$

Kolondan gelen kesme kuvvetinin levhalara statik momentleri oranında paylaşımı:

$$V_1 = V_x = \frac{22.10}{2} = 11.05 \text{ kN} \quad V_2 = V_y = 110.57 \text{ kN}$$

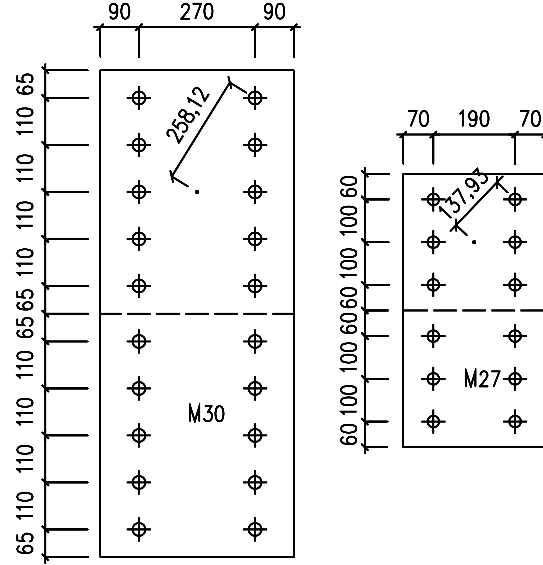
Bulonlara etkiyen moment değeri: (Denklem (4.5))

$$M'_1 = 709.94 + 11.05 \times 28.5 = 1024.87 \text{ kN.cm}$$

$$M'_2 = 121.19 + 110.57 \times 16 = 1890.31 \text{ kN.cm}$$

Başlık ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 25.81^2 + 4 \times 17.41^2 + 2 \times 13.5^2 = 4241.56 \text{ cm}^2$

Gövde ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 13.79^2 + 2 \times 9.50^2 = 941.16 \text{ cm}^2$



Şekil 4.16: 4. Kat S2 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı

Birleşimde 1 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{1x} = \frac{1024.87 \times 22}{4241.56} + \frac{11.05}{10} = 6.42 \text{ kN}$$

$$P_{1z} = \frac{1024.87 \times 13.5}{4241.56} + \frac{2061.92}{10} = 209.45 \text{ kN}$$

$$R_1 = \sqrt{6.42^2 + 209.45^2} = 209.55 \text{ kN}$$

Birleşimde 2 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{2y} = \frac{1890.31 \times 10}{941.16} + \frac{110.57}{6} = 38.51 \text{ kN}$$

$$P_{2z} = \frac{1890.31 \times 9.5}{941.16} + \frac{1321.13}{6} = 239.27 \text{ kN}$$

$$R_2 = \sqrt{38.51^2 + 239.27^2} = 242.35 \text{ kN}$$

Birleşimde, başlık ek levhalarında M30, gövde ek levhalarında M27 tipi 10.9 kalitesinde GVP birleşimleri uygulanmıştır. Bir bulonun emniyetle aktarabileceği kuvvet (4.7) ve (4.8) denklemleri kullanarak aşağıdaki gibi hesaplanır [10].

Bir M30 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 350 \text{ kN} \quad d = 3.1 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPemn} = 32 \times \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 241.52 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.10} \times 350 = 159.09 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 241.52 + 159.09 = 279.85 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = \frac{N}{5.5 \times 3.1} \Rightarrow N = 920.70 \text{ kN}$$

$$R_1 = 209.55 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 279.85 \text{ kN} < N = 920.70 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M27 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 290 \text{ kN} \quad d = 2.8 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times 32 \times \frac{\pi \times 2.8^2}{4} = 394.08 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.10} \times 290 = 131.82 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 394.08 + 131.82 = 328.86 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = \frac{N}{3 \times 2.8} \Rightarrow N = 453.60 \text{ kN}$$

$$R_2 = 242.35 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 328.86 \text{ kN} < N = 453.60 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yüklerine göre (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) tahkikler yapılırsa:

$$N_d = 7946.62 \text{ kN}$$

$$N_1 = 7946.62 \times \frac{220}{585.20} = 2987.45 \text{ kN}$$

$$N_2 = 7946.62 \times \frac{145.20}{585.20} = 1971.72 \text{ kN}$$

Bir M30 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad v = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 47.60 \times \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 359.27 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 350 = 140 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 359.27 + 140 = 319.64 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$81.60 = \frac{N}{5.5 \times 3.1} \Rightarrow N = 1391.28 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{2987.45}{10} = 298.75 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 319.64 \text{ kN} < N = 1391.28 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M27 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad v = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times 47.60 \times \frac{\pi \times 2.8^2}{4} = 586.20 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 290 = 116 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 586.20 + 116 = 409.10 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

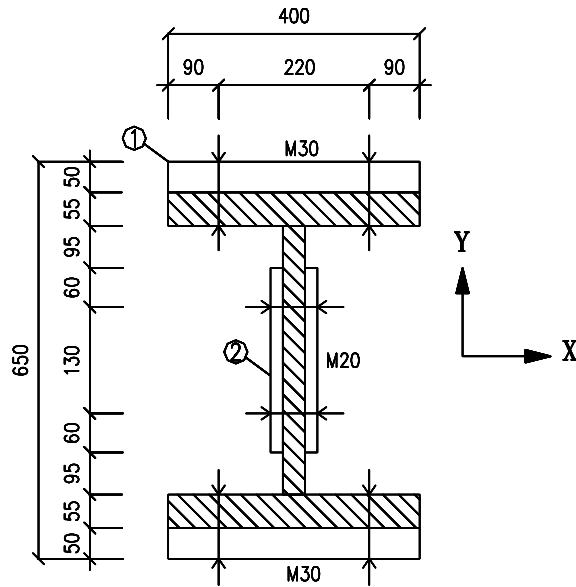
$$81.60 = \frac{N}{3 \times 2.8} \Rightarrow N = 685.44 \text{ kN}$$

$$R_2 = \frac{1971.72}{6} = 328.62 \text{ kN} < N_{GV\text{Pemn}} = 409.10 \text{ kN} < N = 685.44 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

4.5.4 7. Kat S2 Kolonu Birleşim Tahkikleri

Ek hesapları 7. kat için kolon-kiriş birleşim noktasından kat yüksekliğinin 1/3'ü kadar yani 1.07 metre yükseklikte yapılmıştır. Tahkikler birleşim için en elverişsiz durum olan Yük 3 yüklemesi $E = 1.0E_x + 0.30E_y$ durumunda 3-C aksında yapılmıştır.



Şekil 4.17: 7. Kat S2 Kolon Eki Birleşim Detayı

$$M_{xx} = 4785.29 \text{ kN.cm} \quad M_{yy} = 968.45 \text{ kN.cm} \quad N_d = 2452.58 \text{ kN}$$

$$V_y = 109.56 \text{ kN} \quad V_x = 18.71 \text{ kN}$$

Levha tahkikleri:

Başlık levhasının alanı,

$$(40 - 2 \times 3.1) \times 5 = 169 \text{ cm}^2 = A_b \text{ (Profil başlık alanı)}$$

Gövde levhasının alanı,

$$2 \times [1.8 \times (25 - 2 \times 2.1)] = 74.88 \text{ cm}^2$$

$$74.88 \text{ cm}^2 > 2 \times [(50 - 2 \times 5) - 2 \times 2.1] = 71.60 \text{ cm}^2 \text{ (Profil gövde alanı)} \quad (\text{uygun})$$

Ek levhalarının sağlaması gereken moment kapasitesi, kesme kuvveti kapasitesi ve artırılmış normal kuvvet (3.77) ve (4.3) denklemleri kullanılarak hesaplanır.

$$M_{p.xx} = 9800 \times 24 = 235200 \text{ kN.cm}$$

$$M_{p.yy} = 4040 \times 24 = 96960 \text{ kN.cm}$$

$$V_{e.y} = 109.56 + 1.1 \times 1.2 \times \frac{(2 \times 235200)}{320} = 2049.96 \text{ kN}$$

$$V_{e.x} = 18.71 + 1.1 \times 1.2 \times \frac{(2 \times 96960)}{320} = 818.63 \text{ kN}$$

$$W_{p.xx}^{EK} = 2 \times (40 \times 5 \times 30 + 2 \times 12.5 \times 1.8 \times 6.25) = 12562.50 \text{ cm}^3$$

$$W_{p.yy}^{EK} = 2 \times (2 \times 20 \times 5 \times 10 + 25 \times 1.8 \times 2.40) = 4216 \text{ cm}^3$$

$$M_{p.xx}^{EK} = 12562.50 \times 24 = 301500 \text{ kN.cm} > M_{p.xx} = 235200 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

$$M_{p.yy}^{EK} = 4216 \times 24 = 101184 \text{ kN.cm} > M_{p.yy} = 96960 \text{ kN.cm} \quad (\text{uygun})$$

$$A_k^{EK} = 2 \times [(25 - 2 \times 2.1) \times 1.8 + 5 \times (40 - 2 \times 3.1)] = 412.88 \text{ cm}^2$$

$$V_k^{EK} = 0.60 \times 24 \times 412.88 = 5945.47 \text{ kN} > V_{e.y} = 2049.96 \text{ kN} > V_{e.x} = 818.63 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlara gelen yükleri bulmak için Şekil 4.15’de numaralanmış olan her ek için yük paylaşımı yapılmıştır. Bulon tahkikleri aşağıdaki şekilde yapılır.

Kolondan gelen momentlerin levhalara ataletleri oranında paylaşımı:

$$I_{1x} = \frac{40 \times 5^3}{12} + 40 \times 5 \times 30^2 = 180416.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{1y} = \frac{40^3 \times 5.5}{12} = 26666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{2x} = 2 \times \frac{1.8 \times 25^3}{12} = 4687.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{2y} = 2 \times \left[\frac{25 \times 1.80^3}{12} + 1.80 \times 25 \times 2.40^2 \right] = 639.90 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_{EK.x} = 2 \times 180416.67 + 4687.50 = 365520.84 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_{EK.y} = 2 \times 26666.67 + 639.90 = 53973.24 \text{ cm}^4$$

$$M_{1xx} = 4785.29 \times \frac{180416.67}{365520.84} = 2361.96 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2xx} = 4785.29 \times \frac{4687.50}{365520.84} = 61.37 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1yy} = 968.45 \times \frac{26666.67}{53973.24} = 478.48 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2yy} = 968.45 \times \frac{639.90}{53973.24} = 11.48 \text{ kN.cm}$$

Kolondan gelen normal kuvvetin levhalara alanları oranında paylaşımı:

$$A_1 = 40 \times 5 = 200 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 2 \times 25 \times 1.8 = 90 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_{EK} = 2 \times 200 + 90 = 490 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 2452.58 \times \frac{200}{490} + \frac{2 \times 2361.96}{50} = 1095.53 \text{ kN}$$

$$N_2 = 2452.58 \times \frac{90}{490} + \frac{11.48}{2} = 456.21 \text{ kN}$$

Kolondan gelen kesme kuvvetinin levhalara statik momentleri oranında paylaşımı:

$$V_1 = V_x = 18.71 / 2 = 9.36 \text{ kN} \quad V_2 = V_y = 109.56 \text{ kN}$$

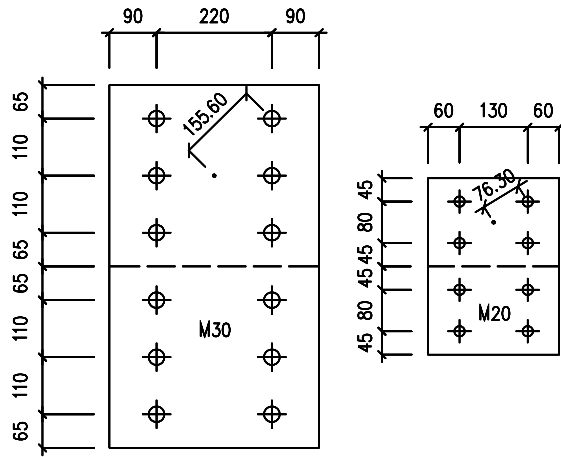
Bulonlara etkiyen moment değeri: (Denklem (4.5))

$$M'_1 = 478.48 + 9.36 \times 17.5 = 642.28 \text{ kN.cm}$$

$$M'_2 = 61.37 + 109.56 \times 8.5 = 992.63 \text{ kN.cm}$$

Başlık ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 15.56^2 + 2 \times 11^2 = 1210.45 \text{ cm}^2$

Gövde ek levhası üzerinde: $\sum r^2 = 4 \times 7.63^2 = 232.87 \text{ cm}^2$



Şekil 4.18: 7. Kat S2 Kolon Eki Başlık ve Gövde Levhaları Detayı

Birleşimde 1 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{1x} = \frac{642.28 \times 11}{1210.45} + \frac{9.36}{6} = 7.40 \text{ kN}$$

$$P_{1z} = \frac{642.28 \times 11}{1210.45} + \frac{1095.53}{6} = 188.43 \text{ kN}$$

$$R_1 = \sqrt{7.40^2 + 188.43^2} = 188.58 \text{ kN}$$

Birleşimde 2 numaralı ek levhası üzerinde bir bulona gelen max. kuvvet:

$$P_{2y} = \frac{992.63 \times 4}{232.87} + \frac{109.56}{4} = 44.44 \text{ kN}$$

$$P_{2z} = \frac{992.63 \times 6.50}{232.87} + \frac{456.21}{4} = 141.76 \text{ kN}$$

$$R_2 = \sqrt{44.44^2 + 141.76^2} = 148.56 \text{ kN}$$

Birleşimde, başlık ek levhalarında M30, gövde ek levhalarında M20 tipi 10.9 kalitesinde GVP birleşimleri uygulanmıştır. Bir bulonun emniyetle aktarabileceği kuvvet (4.7) ve (4.8) denklemleri kullanarak aşağıdaki gibi hesaplanır [10].

Bir M30 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 350 \text{ kN} \quad d = 3.1 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPemn} = 32 \times \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 241.52 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.10} \times 350 = 159.09 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 241.52 + 159.09 = 279.85 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = \frac{N}{5.5 \times 3.1} \Rightarrow N = 920.70 \text{ kN}$$

$$R_1 = 188.58 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 279.85 \text{ kN} < N = 920.70 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M20 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 32 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 54 \text{ kN/cm}^2 \quad P_v = 160 \text{ kN} \quad d = 2.1 \text{ cm} \quad \mu = 0.50 \quad \nu = 1.10$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times 32 \times \frac{\pi \times 2.1^2}{4} = 221.68 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.10} \times 160 = 72.73 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 221.68 + 72.73 = 183.57 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$54 = \frac{N}{2 \times 2.1} \Rightarrow N = 226.80 \text{ kN}$$

$$R_2 = 148.56 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 183.57 \text{ kN} < N = 226.80 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Arttırılmış deprem yüklerine göre (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) tahkikler yapılırsa;

$$N_d = 3447.14 \text{ kN}$$

$$N_1 = 3447.14 \times \frac{200}{490} = 1407 \text{ kN}$$

$$N_2 = 3447.14 \times \frac{90}{490} = 633.15 \text{ kN}$$

Bir M30 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad v = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 47.60 \times \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 359.27 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 350 = 140 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 359.27 + 140 = 319.64 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$81.60 = \frac{N}{5.5 \times 3.1} \Rightarrow N = 1391.28 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{1407}{6} = 234.50 \text{ kN} < N_{GVPemn} = 319.64 \text{ kN} < N = 1391.28 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bir M20 bulonunun emniyetle taşıyabileceği yük:

$$\tau_{emn} = 28 \times 1.7 = 47.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_l = 48 \times 1.7 = 81.60 \text{ kN/cm}^2 \quad v = 1.25$$

$$N_{SLPemn} = 2 \times 47.60 \times \frac{\pi \times 2.1^2}{4} = 329.74 \text{ kN} \quad N_{GVPemn} = \frac{0.50}{1.25} \times 160 = 64 \text{ kN}$$

$$N_{GVPemn} = \frac{1}{2} \times 329.74 + 64 = 228.87 \text{ kN}$$

Ezilme gerilmesi dikkate alınarak taşıyabileceği yük:

$$81.60 = \frac{N}{2 \times 2.1} \Rightarrow N = 342.72 \text{ kN}$$

$$R_2 = \frac{633.15}{4} = 158.29 \text{ kN} < N_{GVPe mn} = 228.87 \text{ kN} < N = 342.72 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

4.6 Kiriş – Kiriş Bağlantılarının Tahkiki

Bu kısımda yapıda bulunan tali kirişlerin, çerçeve kirişlere sürekli ve basit olarak mesnetlenmeleri tahkik edilmiştir. Yapıda 2, 4, 5 ve 7 askları boyunda kullanılan tali kirişler B ve L aksları üzerinde sürekli, diğer akslar üzerinde ise basit mesnetlenmiştir. Konsol uçlarında kullanılan, 1 ve 10 numaralı akslardaki tali kirişler ise aks boyunca sürekli mesnetlendirilmişlerdir.

Hesaplar, tali kirişlerin deprem yükü aktarmamalarından dolayı en kritik yük tipi olan Tip 1 yüklemesine göre tahkik edilmişlerdir. Deprem yönetmeliğindeki şartların sağlanması aranmamıştır.

4.6.1 Basit Kiriş Birleşimleri Hesabı

Tali kirişlerinin basit kiriş çerçeve kirişlerine mesnetlenmelerinde, birleşim yerlerinde sadece mesnet reaksiyon kuvvetlerinin aktarılması sağlanır [10]. Bu tarz birleşim için yapıda korniyerli birleşim tipi uygulanmıştır [10].

Bağlantıda, tali kiriş profilleri uçlarının üst tarafı kesilerek, gövde uçlarının çerçeve kirişi gövdesine yaklaştırılması sağlanmıştır [10]. Tali kiriş profilinin ucu, bağlanacağı çerçeve kirişi gövde yüzünden 3 ila 5 mm kadar geride kalacak şekilde kesilmiştir [10]. Kesme boyu buna göre hesaplanır. Dört tane birleşim korniyeri, çerçeve ve tali kiriş profillerinin gövdelerine bulonlarla yerleştirilmiştir [10]. Bulon tipi olarak 4.6 kalitesinde kaba bulon kullanılmıştır.

Birleşim korniyerlerinde herhangi bir gerilme tahkikine gerek yoktur [10]. Kullanılan perçin veya bulon çapı d olduğuna göre, birleşim korniyerlerinin kalınlığı ($\approx d/2$) olarak seçilmesi yeterlidir [10].

Hesaplarda bir bulona gelen düşey kuvvet bileşeni,

$$V = \frac{V_{\max}}{n} \quad (4.11)$$

Korniyer içinde düşey kuvvetin oluşturduğu momentden dolayı oluşan bir bulona gelen yatay kuvvet,

$$H = \frac{V_{\max} \times a}{h} \times f \quad (4.12)$$

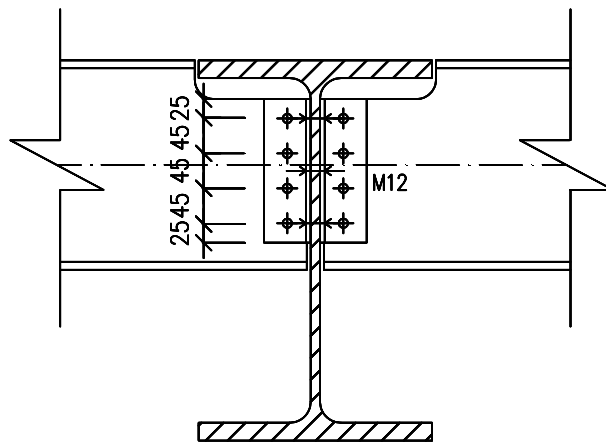
formülleri ile bulunur [10]. f , çelik kitabı Tablo 7.2'den alınır, bir sıradaki bulon sayısına göre belirlenen katsayıdır [10]. Hesaplar sonucunda bulunan V ve H değerlerinin bileşkesinden bir bulona gelen max. kuvvet elde edilir.

Bir bulonun makaslamaya göre emniyetle taşıyabileceği yük aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$N_{s1} = \tau_{semm} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (\text{Tek tesirli}) \quad (4.13a)$$

$$N_{s2} = 2 \times \tau_{semm} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (\text{Çift tesirli}) \quad (4.13b)$$

4.6.1.1 2, 4, 5 ve 7 Aksları Basit Kiriş Birleşimleri



Şekil 4.19: 2, 4, 5 ve 7 Aksları Basit Kiriş Birleşim Detayı

SAP 2000 programından Tip 1 yüklemesi için elde edilen maksimum kesme kuvveti:

$$V_{\max} = 59.00 \text{ kN}$$

Seçilen kaba bulon : M12

Seçilen korniyer tipi : 60×60×6

IPE 270 zerindeki bulonlara gelen kuvvet: (Denklemler (4.11) ve (4.12))

$$V = \frac{59.00}{4} = 14.38 \text{ kN}$$

$$H = \frac{59.00 \times 3.00}{13.5} \times 0.90 = 11.80 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{14.38^2 + 11.80^2} = 18.58 \text{ kN}$$

IPE 270 zerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 2 \times 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 25.33 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.20 \times 0.66 \times 24 = 19.01 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 19.01 \text{ kN} > N = 18.58 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

IPBl 500 zerindeki bulonlara gelen kuvvet: (Denklemler (4.11) ve (4.12))

$$V = \frac{2 \times 59.00}{2 \times 3} = 19.17 \text{ kN}$$

$$H = \frac{2 \times 59.00 \times 3.00}{2 \times 13.5} = 13.11 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{19.17^2 + 13.11^2} = 23.22 \text{ kN}$$

IPE 500 zerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 2 \times 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 25.33 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.20 \times 1.20 \times 24 = 34.56 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 25.33 \text{ kN} > N = 23.22 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

4.6.2 Sürekli Kiriş Birleşimleri Hesabı

Tali kirişlerin çerçeve kirişlerine sürekli mesnetlenmeleri durumunda mesnet reaksiyon kuvvetleri ile birlikte mesnet momentinin de aktarılması sağlanır.

Mesnet reaksiyon kuvvetlerinin aktarılmasında basit kiriş birleşimlerinde olduğu gibi korniyerli birleşim seçilmiştir. Mesnet momentinin üst başlıkta meydana getirdiği çekme kuvvetinin aktarılması için süreklilik levhası kullanılmıştır [10].

Korniyerleri gövdeye bağlayan bulonlar 4.6 kalitesinde kaba, süreklilik levhasında kullanılan bulonlar ise gene 4.6 kalitesinde uygun bulon olarak tercih edilmiştir. Sürekli kirişin alt başlığında meydana gelen basınç kuvvetinin aktarılması için, alt başlık uçları arasındaki aralığa basınç parçaları konulmuştur [10].

Sürekli kirişin taşıma yükü esasına göre hesaplanmış olmasından dolayı, süreklilik levhasının enkesit alanı Denklem (4.14)'deki şartı sağlamalıdır [10].

$$F_{nl} = (b_l - 2 \times d) \times t_l \geq F_{nb} = (b - 2 \times d) \times t \quad (4.14)$$

Süreklilik levhasında kullanılması gereken bulon adedi ise taşıma yükü esasına dayanarak,

$$n = \frac{F_{nb} \times \sigma_{emn}}{N_{em}} \quad (4.15)$$

formülü ile hesaplanır [10].

4.6.2.1 2, 4, 5 ve 7 Aksları Sürekli Kiriş Birleşimleri

SAP 2000 programından Tip 1 yüklemesi için elde edilen maksimum değerler:

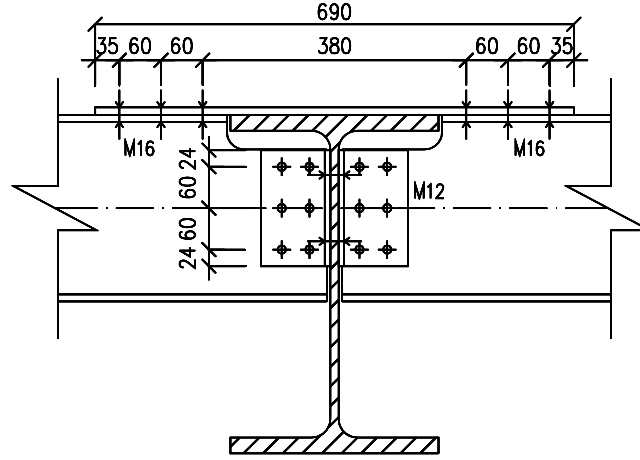
$$M_{\max} = 7190.41 \text{ kN.cm} \quad V_{\max.açıklık} = 69.70 \text{ kN} \quad V_{\max.konsol} = 36.53 \text{ kN}$$

Seçilen kaba bulon : M12

Seçilen uygun bulon : M16

Seçilen korniyer tipi : 100×100×8

Seçilen çekme levhası : 690×135×11



Şekil 4.20: 2, 4, 5 ve 7 Askıları Sürekli Kiriş Birleşim Detayı

IPE 270 üzerindeki bulonlara gelen kuvvet: (Denklem (4.11) ve (4.12))

$$V = \frac{69.70}{6} = 11.62 \text{ kN}$$

$$H = \frac{69.70 \times 5}{12} \times 0.50 = 14.52 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{11.62^2 + 14.52^2} = 18.60 \text{ kN}$$

IPE 270 üzerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 2 \times 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 25.33 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.20 \times 0.66 \times 24 = 19.01 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 19.01 \text{ kN} > N = 18.60 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

IPBl 500 üzerindeki bulonlara gelen kuvvet: (Denklem (4.11) ve (4.12))

$$V = \frac{(69.70 + 36.53)}{2 \times 4} = 13.28 \text{ kN}$$

$$H = \frac{(69.70 + 36.53) \times 5}{2 \times 9.60} \times 0.50 = 13.83 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{13.28^2 + 13.83^2} = 19.17 \text{ kN}$$

IPE 500 üzerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 2 \times 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 25.33 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.20 \times 1.20 \times 24 = 34.56 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 25.33 \text{ kN} > N = 19.17 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

Süreklilik levhasını tahkiki: (Denklem (4.14))

$$F_{nl} = (13.50 - 2 \times 1.70) \times 1.10 = 11.11 \text{ cm}^2 \geq F_{nb} = (13.50 - 2 \times 1.70) \times 1.02 = 10.30 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Süreklilik levhasında kullanılması gereken uygun bulon adedi: (Denklem (4.14))

$$N_{s1} = 14.00 \times \frac{\pi \times 1.7^2}{4} = 31.78 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.70 \times 1.02 \times 28 = 47.60 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 31.78 \text{ kN}$$

$$n = \frac{10.30 \times 14}{31.78} = 4.5 \Rightarrow n = 6 \text{ adet M16 kullanılmalıdır.}$$

4.6.2.2 1 ve 8 Aksları Sürekli Kiriş Birleşimleri

SAP 2000 programından Tip 1 yüklemesi için elde edilen maksimum değerler:

$$M_{\max} = 3546.15 \text{ kN.cm} \quad V_{\max} = 31.99 \text{ kN}$$

Seçilen kaba bulon : M12

Seçilen uygun bulon : M16

Seçilen korniyer tipi : 60×60×6

Seçilen çekme levhası : 690×135×11

$$N = \sqrt{16.00^2 + 10.00^2} = 18.86 \text{ kN}$$

Yapma konsol kiriş üzerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 2 \times 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 25.33 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.20 \times 1.20 \times 24 = 34.56 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 25.33 \text{ kN} > N = 18.86 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Süreklilik levhasını tahkiki: (Denklem (4.14))

$$F_{nl} = (13.50 - 2 \times 1.70) \times 1.10 = 11.11 \text{ cm}^2 \geq F_{nb} = (13.50 - 2 \times 1.70) \times 1.02 = 10.30 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Süreklilik levhasında kullanılması gereken uygun bulon adedi: (Denklem (4.14))

$$N_{s1} = 14.00 \times \frac{\pi \times 1.7^2}{4} = 31.78 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.70 \times 1.02 \times 28 = 47.60 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 31.78 \text{ kN}$$

$$n = \frac{10.30 \times 14}{31.78} = 4.5 \Rightarrow n = 6 \text{ adet M16 kullanılmalıdır.}$$

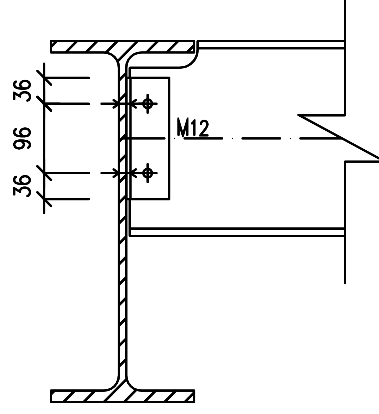
4.6.2.3 A ve M Aksları Kiriş Birleşimleri

Hesaplar sürekli kiriş yaklaşımıyla, köşe korniyerler yerleştirilerek yapılırken süreklilik levhası konulamamasından dolayı, sistemde küçük değerlerde oluşan eksantrikite momentleri korniyerlerdeki bulonlara taşınmıştır.

1, 2, 4, 5, 7 ve 8 aksları üzerindeki IPE 270 kirişi için birleşim hesabı:

SAP 2000 programından Tip 1 yüklemesi için elde edilen maksimum değerler:

$$M_{\max} = 109.55 \text{ kN.cm} \quad V_{\max} = 11.40 \text{ kN}$$



Şekil 4.22: A ve M Askıları IPE 270 Kirişi Birleşim Detayı

Seçilen kaba bulon : M12

Seçilen korniyer tipi : 60×60×6

IPE 270 üzerindeki bulonlara gelen kuvvet: (Denklem (4.11) ve (4.12))

$$V = \frac{11.40}{2} = 5.70 \text{ kN}$$

$$H = \frac{11.40 \times 3.00 + 109.55}{9.60} = 14.97 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{5.70^2 + 14.97^2} = 16.02 \text{ kN}$$

IPE 270 üzerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 2 \times 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 25.33 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.20 \times 0.66 \times 24 = 19.01 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 19.01 \text{ kN} > N = 16.02 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

IPE 500 üzerindeki bulonlara gelen kuvvet: (Denklem (4.11) ve (4.12))

$$V = \frac{11.20}{2 \times 2} = 2.85 \text{ kN}$$

$$H = \frac{11.20 \times 3.00}{9.60} = 3.50 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{2.85^2 + 3.50^2} = 4.51 \text{ kN}$$

IPE 500 üzerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 12.66 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.02 \times 1.20 \times 24 = 29.38 \text{ kN}$$

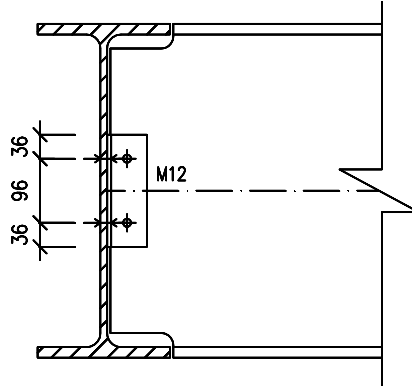
$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 12.66 \text{ kN} > N = 4.51 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

3 ve 6 aksları üzerindeki IPE 500 kirişi için birleşim hesabı:

$$M_{\max} = 4.45 \text{ kN.cm}$$

$$V_{\max} = 49.90 \text{ kN}$$



Şekil 4.23: A ve M Askıları IPE 500 Kirişi Birleşim Detayı

Seçilen kaba bulon : M12

Seçilen korniyer tipi : 60×60×6

3 ve 6 aksları IPE 500 kirişi üzerindeki bulonlara gelen kuvvet:

$$V = \frac{49.90}{3} = 16.63 \text{ kN}$$

$$H = \frac{49.90 \times 3 + 4.45}{19.20} = 8.03 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{16.63^2 + 8.03^2} = 18.47 \text{ kN}$$

3 ve 6 aksları IPE 500 kirişi üzerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 2 \times 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 25.33 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.20 \times 1.02 \times 24 = 29.38 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 25.33 \text{ kN} > N = 18.47 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

A ve L aksları IPE 500 kirişi bulonlara gelen kuvvet: (Denklem (4.11) ve (4.12))

$$V = \frac{49.90}{3 \times 2} = 8.32 \text{ kN}$$

$$H = \frac{49.90 \times 3.00}{19.20 \times 2} = 3.90 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{8.32^2 + 3.90^2} = 9.20 \text{ kN}$$

A ve L aksları IPE 500 kirişi üzerindeki bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$N_{s2} = 11.20 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 12.66 \text{ kN}$$

$$N_l = 1.02 \times 1.20 \times 24 = 29.38 \text{ kN}$$

$$N_{emn} = \min(N_{s2}, N_l) = 12.66 \text{ kN} > N = 9.20 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Bulonlar yeterlidir.

4.7 Merkezi Çaprazların Bağlantı Detayları

DBYBHY'e göre çaprazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır [1]. Ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi, çaprazın eksenel kuvvet (çekme veya basınç) kapasitesinden, düğüm noktasına birleşen diğer elemanların kapasitelerine bağlı olarak, söz konusu çapraza aktarabileceği en büyük eksenel kuvvetten ve arttırılmış yükleme durumlarından meydana gelen çapraz eksenel kuvvetinden küçük olanını da sağlayacaktır [1].

Çaprazları kolonlara ve/veya kirişlere bağlayan düğüm noktası levhaları aşağıdaki iki koşulu da sağlayacaklardır [1]:

- a) Düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına birleşen çaprazın eğilme kapasitesinden daha az olmayacaktır.
- b) Düğüm noktası levhasının düzlem dışında burkulmasının önlenmesi amacıyla, çaprazın ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm levhası kalınlığının iki katından daha fazla olmayacaktır. Buna uyulmadığı durumlarda, ilave berkitme levhaları kullanarak, düğüm levhasının düzlem dışına burkulması önlenecektir.

Çapraz elemanının bulonlu birleşiminde, elemanın etkili faydalı enkesit alanının, kayıpsız enkesit alanına oranı Denklem (4.16)'de verilen orandan büyük olmalıdır [10]. Birleşimlerde 10.9 kalitesinde bulonlar ile SL birleşim tipi uygulanmıştır.

$$\frac{F_n}{F} \geq \frac{1.2 \times \alpha \times \sigma^*}{\sigma_u} \quad (4.16)$$

Denklem (4.15)'de F_n , faydalı enkesit alanı; α , yukarıda tanımlanan yükün, faydalı enkesit tarafından taşınan kısmına oranı; σ^* , yukarıda tanımlanan yüklerden dolayı gerilme; σ_u , malzemenin çekme mukavemetidir [10].

Birleşim, kolon ve kirişin birleştiği yerlerde moment oluşturmayacak şekilde boyutlanmıştır. Momentin oluşmaması için Denklem (4.17)'de tariflenen eşitlik sağlanmıştır [10].

$$\alpha - \beta \times \tan \theta = e_b \times \tan \theta - e_c \quad (4.17)$$

Denklem (4.16)'daki α , kolon yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık; β , kiriş yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık; e_b , kirişin yarı yüksekliği; e_c , kolonun yarı yüksekliği; θ , kolon ile çapraz arasında kalan açıdır.

Guse levhası güçlendirme elemanın ilettiği kuvveti burkulmadan taşıyabilmelidir [1]. Guse levhası Denklem (4.18) ve (4.19) ile Whithmore Metoduna göre kontrol edilmiştir.

$$b_{g,l} = \text{kesit genişliği} = b_c + 2 \times l_w \times \tan 30 \quad (4.18)$$

$$i_{g,l} = \text{narinlik} = \frac{t}{\sqrt{12}} \quad (4.19)$$

Denklem (4.17)'deki l_w , çapraz elemanı guse levhasına flanşından bağlamak için guse levhasına kaynaklanan levhanın, guse levhasına kaynaklanan kısmının uzunluğudur.

Guse levhasından kolona aktarılan kuvvetler (4.20) denklemleri ile, kirişe aktarılan kuvvetler ise (4.21) denklemleri ile hesaplanmıştır [10].

$$V_c = \frac{\beta}{r} \times N \quad (4.20a)$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} \times N \quad (4.20b)$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} \times N \quad (4.21a)$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} \times N \quad (4.21b)$$

4.7.1 Çaprazların Birleşim Hesapları

Tahkiklerde Y doğrultusu için 1. kat PK1 ve PK2 çaprazlarının, 1. kat kiriş ve kolonlarına birleşimi hesaplamalı olarak gösterilmiş, benzer yöntemlerle yapılan çaprazların tahkiklerinin gösterimi ise Ek B bölümündeki tablolar ile yapılmıştır.

Hesaplarda kullanılacak olan kuvvet değeri:

Kompozit kirişlerin, çaprazlara aktarabilecekleri kuvvetlerin çok büyük değerlerde olmasından dolayı karşılaştırılmaya gerek görülmemişlerdir.

Kirişlerin (3.77) denklemlerine göre taşıma kapasiteleri ve arttırılmış deprem yüklerine göre oluşan iç kuvvetleri aşağıdaki şekildedir,

$$P_{\max.kapasite} = 1.70 \times 14 \times 200.80 = 4779.04 \text{ kN (Basınç)}$$

$$P_{\max.kapasite} = 24 \times 200.80 = 4819.20 \text{ kN (Çekme)}$$

$$P_{\max.2E} = 2365.73 \text{ kN (Basınç)}$$

$$P_{\max.2E} = 2063.59 \text{ kN (Çekme)}$$

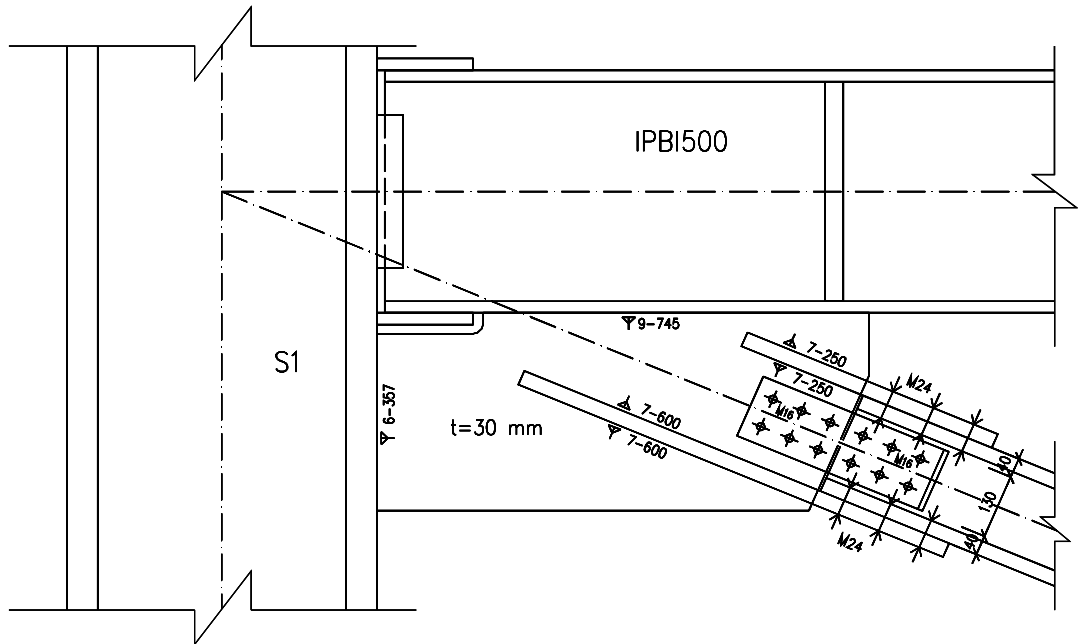
$$\min P_{\text{basınç}} = P_{\max.2E} = 2365.73 \text{ kN}$$

$$\min P_{\text{çekme}} = P_{\max.2E} = 2063.59 \text{ kN}$$

Seçilen bulonlar (SL) : M16 (gövde levhası), M24 (başlık levhaları)

$$\tau_{\text{sem}} = 1.70 \times 24 = 40.80 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{lsem}} = 1.70 \times 38 = 64.60 \text{ kN}$$



Şekil 4.24: PK1 ve PK2 Merkezi Çaprazlarının Kolon-Kiriş Bağlantı Detayı

Enkesit alanları oranı Denklem (4.16)'ya göre aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$F = 200.80 \text{ cm}^2$$

$$F_n = 200.80 - 1.70 \times 2 \times 1 - 2.50 \times 4 \times 2.90 = 168.40 \text{ cm}^2$$

$$\sigma^* = \frac{2063.59}{168.40} = 12.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{168.40}{200.80} = 0.86 \geq \frac{1.2 \times 1 \times 12.25}{37} = 0.40 \quad (\text{uygun})$$

Bir M16 bulonun taşıyabileceği yük:

$$N_s = 2 \times \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 40.80 = 163.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_l = 64.60 \times 1 \times 1.6 = 103.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{\min} = N_s = 103.36 \text{ kN/cm}^2$$

Bir M24 bulonun taşıyabileceği yük:

$$N_s = \frac{\pi \times 2.4^2}{4} \times 40.80 = 184.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_l = 64.60 \times 2.90 \times 2.40 = 449.62 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{\min} = N_s = 184.48 \text{ kN/cm}^2$$

Toplam bulonların taşıyabileceği yük:

$$P_{em} = 6 \times 103.36 + 2 \times 6 \times 184.48 = 2833.94 \text{ kN/cm}^2 > 2365.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Flanş levhası gerilme tahkiki:

Flanş levhası : $30 \times 320 - 525 \text{ mm}$

Gövde levhası : $10 \times 130 - 379 \text{ mm}$

$$P_{Flanş} = 2365.73 \times \frac{32 \times 3}{2 \times 32 \times 3 + 2 \times 13 \times 1} = 1041.79 \text{ kN/cm}^2 \text{ (basınç)}$$

$$P_{Flanş} = 2063.59 \times \frac{32 \times 3}{2 \times 32 \times 3 + 2 \times 13 \times 1} = 908.74 \text{ kN/cm}^2 \text{ (çekme)}$$

$$F_n = 32 \times 3 - 2.50 \times 2 \times 3 = 81.00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma^* = \frac{908.74}{81.00} = 11.22 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{81.00}{96} = 0.84 \geq \frac{1.2 \times 1 \times 11.22}{37} = 0.36 \quad (\text{uygun})$$

Flanş levhası kaynak tahkiki:

$$0.30 \text{ cm} < a = 0.7 \text{ cm} < 0.70 \times 3.00 = 2.1 \text{ cm}$$

Kaynak boyu, 25 cm alınırsa;

$$F_k = 4 \times 0.7 \times (25 - 2 \times 0.7) = 66.08 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{1107.85}{66.08} = 16.77 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{em} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Seçilen guselerin Whithmore Metoduna göre kontrolü: (Denklem (4.18) ve(4.19))

Guse kalınlığı : 3.00 cm

$$b_{g,l} = 21 + 2 \times 25 \times \tan 30 = 49.87 \text{ cm} , \quad i_{g,l} = \frac{3.00}{\sqrt{12}} = 0.87 \text{ cm}$$

$$\lambda_{g,l} = \frac{49.87}{0.87} = 57.58 \Rightarrow w = 1.28 \quad \rightarrow \quad \sigma_a = \frac{14.40}{1.28} = 11.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{Guse,emn} = 1.70 \times 3 \times 49.87 \times 11.25 = 2861.15 \text{ kN/cm}^2 > 2365.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlık takviye levhalarının bittiği seviyede oluşan çekme kuvveti için guse üzerinde gerilme kontrolü yapılırsa;

Levha enkesit boyu, $b = 43.40 \text{ cm}$

$$P_{Guse,emn} = 24 \times 43.40 \times 3 = 3124.80 \text{ kN} > P_{çekme} = 2063.59 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

Çaprazların birleşim bölgesinde guse kaynağı tahkikleri:

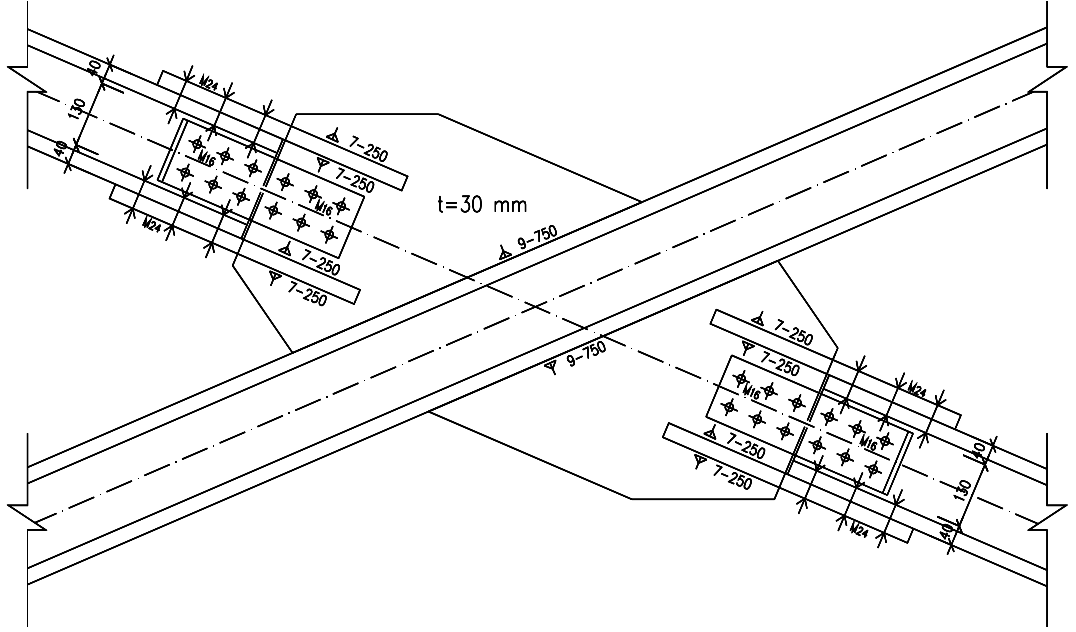
$$0.30 \text{ cm} < a = 0.90 \text{ cm} < 0.70 \times 3.00 = 2.10 \text{ cm}$$

Kaynak boyu 75 cm alınırsa ($\theta = 44.22^\circ$) ;

$$F_k = 2 \times 0.90 \times (75 - 2 \times 0.90) = 131.76 \text{ cm}^2$$

$$H = 2365.73 \times \cos 44.22 = 1695.47 \text{ kN}$$

$$V = 2365.73 \times \sin 44.22 = 1649.86 \text{ kN}$$



Şekil 4.25: PK1 ve PK2 Merkezi Çaprazlarının Gövde Bağlantı Detayı

$$\sigma = \frac{1695.47}{131.76} = 12.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{1649.86}{131.76} = 12.52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{12.87^2 + 12.52^2} = 18.00 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{v,emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

1. kat kolon – kiriş ile çapraz bağlantısı hesapları:

Guse üzerinde momentin oluşmaması için Denklem (4.17)'da tariflenen eşitlik aşağıdaki şekilde sağlanmıştır.

$$e_b = 24.50 \text{ cm}, \quad e_c = 30 \text{ cm}, \quad \beta = 20 \text{ cm}, \quad \theta = 67.11^\circ, \quad \tan 44.22^\circ = 2.37$$

$$\alpha = 24.50 \times 2.37 - 30 + 20 \times 2.37 = 75.39 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{(75.39 + 30)^2 + (20 + 24.50)^2} = 114.40 \text{ cm}$$

Kolon ve Kirişlere aktarılan kuvvetler (4.20) ve (4.21) denklemleri ile hesaplanırsa;

$$V_c = 2365.73 \times \frac{20}{114.40} = 413.57 \text{ kN}$$

$$H_c = 2365.73 \times \frac{30}{114.40} = 620.36 \text{ kN}$$

$$H_b = 2365.73 \times \frac{75.39}{114.40} = 1559.06 \text{ kN}$$

$$V_b = 2365.73 \times \frac{24.50}{114.40} = 506.63 \text{ kN}$$

$$\sum H = 0, \text{ yatay denge denklemi,}$$

$$H = 2365.73 \times \frac{90}{97.69} = 2179.42 \text{ kN}$$

$$H = H_b + H_c = 1559.06 + 620.36 = 2179.42 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0, \text{ yatay denge denklemi,}$$

$$V = 2365.73 \times \frac{38}{97.69} = 920.20 \text{ kN}$$

$$V = V_b + V_c = 506.63 + 413.57 = 920.20 \text{ kN}$$

Guse levhasının 1. kat kirişine bağlandığı yerde köşe kaynak dikişinin tahkiki:

Moment oluşturmaması için elde edilen guse levhalarının uzunluklarının büyük çıkmasından dolayı hesaplanan α boyları yerine daha küçük uzunluklar tercih edilmiştir. Hesaplara, guse levhasının ağırlık merkezinde meydana gelen yer değiştirme miktarı ile orantılı olarak oluşan moment değeri, kiriş kaynağına ilave yük olarak dahil edilmiştir.

Guse uzunluğu 95 cm alınırsa oluşan moment,

$$M = 506.63 \times (75.39 - 95/2) = 14132.27 \text{ kN.cm}$$

$$0.30 \text{ cm} < a = 0.90 \text{ cm} < 0.70 \times 3 = 2.1 \text{ cm}$$

Kaynak boyu, 74.5 cm alınırsa,

$$F_k = 2 \times 0.90 \times (74.50 - 2 \times 0.90) = 130.86 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times 0.90 \times \frac{(74.50 - 2 \times 0.90)^2}{6} = 1585.59 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{506.63}{130.86} + \frac{14132.27}{1585.59} = 12.78 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{1559.06}{130.86} = 11.91 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{12.78^2 + 11.91^2} = 17.47 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{v.emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Guse levhasının 1. kat kolonuna bağlandığı yerde köşe kaynak dikişinin tahkiki:

$$0.30 \text{ cm} < a = 0.60 \text{ cm} < 0.70 \times 3.00 = 2.10 \text{ cm}$$

Kaynak boyu 35.70 cm alınırsa,

$$F_k = 2 \times 0.60 \times (35.70 - 2 \times 0.60) = 76.44 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{987}{76.44} = 12.91 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{921.20}{76.44} = 12.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{12.91^2 + 12.05^2} = 17.70 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{v.emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Benzer yöntemlerle yapılan merkezi çaprazların bağlantı tahkiklerinin hesap ve sonuçları açıklamalı olarak EK B bölümü kapsamındaki tablolar ile verilmiştir.

4.8 Kolon Kiriş Birleşim Detayları

Bu bölümde yapıda kullanılan çerçeve kirişler ve konsol kirişlerin kolonlarla olan bağlantılarının tahkikleri yapılmıştır. Çerçeve kirişlerinin kolonlarla ankastre bağlantı hesaplarında deprem yönetmeliğinde [1] belirtilen şartlara uyulmuş ve taşıma kapasitesi hesabına göre boyutlandırılmışlardır. Konsol kirişlerinde ise deprem yönetmeliğindeki [1] şartların sağlanması aranmamış, mevcut iç kuvvetlere göre tahkik edilmişlerdir.

Merkezi çelik çaprazların birleştiği kirişlerin moment aktaracak şekilde dizayn edilmiş olmasından dolayı bu kirişlerin de birleşimlerinde taşıma kapasitesine göre boyutlandırma esas alınmıştır.

4.8.1 Kolon Kiriş Ankastre Bağlantılarının Hesabı

DBYBHY'e göre sünelik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde aşağıdaki üç koşul bir arada sağlanacaktır [1]:

- a) Birleşim en az 0.04 radyan Görelî Kat Ötelemesi Açısı'nı (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olacaktır. Bunun için, deneysel ve/veya analitik yöntemlerle gerçekliği kanıtlanmış olan detaylar kullanılacaktır. Gerçekliği kanıtlanmış olan çeşitli Bulonlu veya kaynaklı birleşim detayı örnekleri ve bunların uygulama sınırları Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliği Bildirme Eki 4A'da verilmiştir.
- b) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin $0.80 \times 1.1D_a$ katından daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır. Ayrıca düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının $R=1.5$ değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır. Zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi, kiriş plastik momenti ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti toplanarak hesaplanacaktır.
- c) Birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti, konu başında belirtilen Denklem (4.3) ile hesaplanacaktır.

Birleşimlerin taşıma kapasitesi hesabında (3.77) denklemlerinde verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır [1].

Kiriş-kolon birleşimlerinde Bilgilendirme Eki 4A'da verilmiş olan birleşim çeşitlerinden uygulama sınırlarına uygun olacak şekilde Ek Başlık Levhalı Kaynak Birleşim Detayı tercih edilmiştir. Birleşimin uygulama sınırları Tablo 4.1'de verilmiştir.

Tablo 4.1: Ek Başlık Levhali Kaynaklı Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [1]

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	Fe 52
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

Kiriş-kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır [1]:

- a) Kayma bölgesinin gerekli V_{ke} kesme kuvveti dayanımı, düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0.80 katından meydana gelen kesme kuvvetine eşit olarak alınacaktır [1].

$$V_{ke} = 0.80 \times \Sigma M_p \times \left(\frac{1}{d_p} + \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (4.22)$$

- b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasitesi [1],

$$V_p = 0.60 \times \sigma_a \times d_c \times t_p \times \left(1 + \frac{3b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p} \right) \quad (4.23)$$

denklemleri ile hesaplanacaktır. Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için,

$$V_p \geq V_{ke} \quad (4.24)$$

koşulunun sağlanması gerekmektedir. Bu koşulun sağlanmaması halinde, gerekli miktarda takviye levhası kullanılacak veya kayma bölgesine köşegen doğrultusunda berkitme levhaları eklenecektir [1].

- c) Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, t_{min} , aşağıdaki koşulu sağlayacaktır.

$$t_{min} \geq u / 180 \quad (4.25)$$

Bu koşulun sağlanmadığı durumlarda takviye levhaları ve kolon gövde levhası birbirine kaynakla bağlanarak birlikte çalışması sağlanacak ve levha kalınlıkları toplamının Denklem (4.25)'ü sağladığı kontrol edilecektir [1].

- d) Kayma bölgesinde takviye levhaları kullanılması halinde, bu levhaların kolon başlık levhalarına bağlanması için tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı kullanılacaktır [1]. Bu kaynaklar, takviye levhası tarafından karşılanan kesme kuvvetini güvenle aktaracak şekilde kontrol edilecektir [1]. Bu hesapta, (3.77) denklemlerinde verilen kaynak gerilme kapasiteleri kullanılacaktır [1].

Moment aktaran kiriş-kolon birleşim detaylarında, kolon gövdesinin her iki tarafına, kiriş başlıkları seviyesinde süreklilik levhaları konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kiriş-kolon birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır [1].

Süreklilik levhalarının kalınlıkları, tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan kiriş birleşmesi durumunda ise birleşen kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır [1].

Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır [1]. Süreklilik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için köşe kaynağı da kullanılabilir [1]. Ancak bu kaynağın, süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gerekir [1].

Kolon başlık kalınlığının,

$$t_{cf} \geq 0.54 \sqrt{b_{bf} \times t_{bf}} \quad (4.26)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (4.27)$$

koşullarının her ikisinin de sağlaması durumunda süreklilik levhasına gerek olmayabilir [1].

Bu kısımda Y doğrultusu için B ve L akslarında, 1., 2. ve 3. katlardaki IPBl 500 kirişinin S1 kolonlarına bağlantısının tahkikleri hesaplamalı olarak gösterilmiş, benzer yöntemlerle hesaplanan kiriş-kolon birleşimlerinin gösterimi ise tablolar ile yapılmıştır.

1., 2. ve 3. katlardaki IPBİ 500 kirişinin S1 kolonlarına bağlantısı:

Kiriş kesiti: IPBİ 500

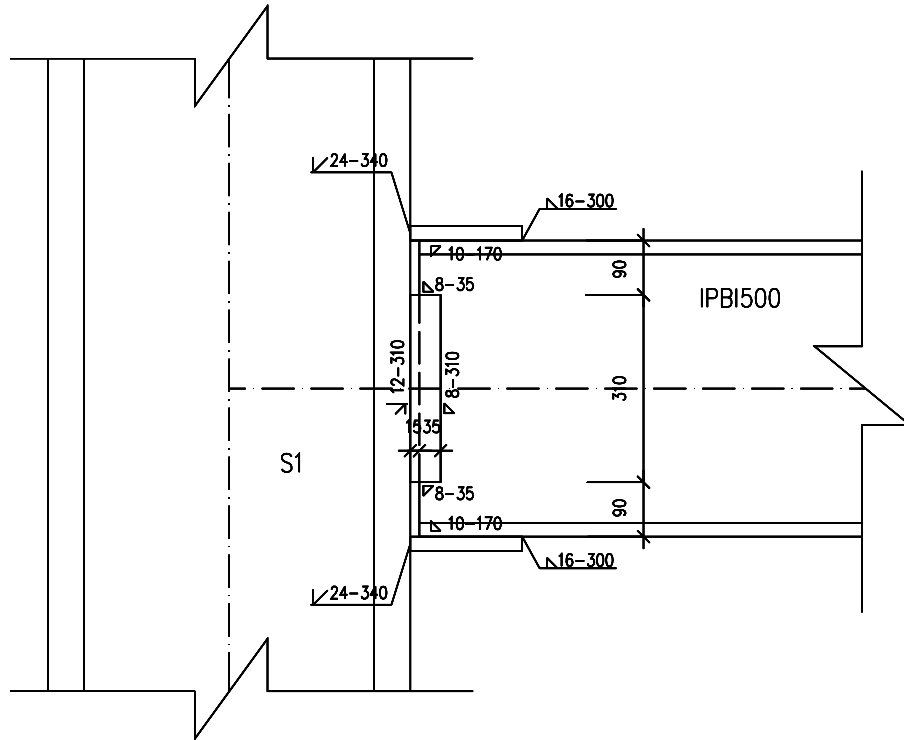
$$h = 49 \text{ cm} \quad t_w = 1.20 \text{ cm} \quad b_f = 30 \text{ cm} \quad t_f = 2.30 \text{ cm}$$

$$F = 198 \text{ cm}^2 \quad I_x = 86070 \text{ cm}^4 \quad W_{px} = 3949 \text{ cm}^3$$

Kolon kesiti: S1

$$h = 60 \text{ cm} \quad t_w = 3.00 \text{ cm} \quad b_f = 30 \text{ cm} \quad t_f = 6.00 \text{ cm}$$

$$F = 1008 \text{ cm}^2 \quad I_x = 318276 \text{ cm}^4$$



Şekil 4.26: 1. , 2. ve 3. Kat IPBİ500 Kirişi S1 Kolonu Bağlantı Detayı

Kolona birleşen kirişlerin moment taşıma kapasiteleri: (Denklem (3.77))

$$M_{pr.IPBİ500} = 3949 \times 24 = 94776 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pr.konsol} = 8699 \times 24 = 208776 \text{ kN.cm}$$

Kiriş başlık takviye levhasının uzunluğu 18.5 cm, genişliği 34 cm seçilmiştir.

Plastik mafsalın kolon eksenine olan uzaklığı:

$$S_h = 60 / 2 + 18.5 = 48.5 \text{ cm}$$

Plastik mafsal noktasındaki kesme kuvveti: (Denklem (4.3))

$$V_{\max} = 129.98 \text{ kN (Yük 1)}$$

$$V_e = 129.98 + 1.1 \times 1.2 \times \frac{(2 \times 94776)}{900 - 2 \times 48.5} = 441.57 \text{ kN}$$

Kolon başlık yüzeyinde oluşan moment:

$$M_f = 94776 + 441.57 \times 18.5 = 102945.09 \text{ kN.cm}$$

Kolon ağırlık ekseninde oluşan moment:

$$M_c = 94776 + 441.57 \times 48.5 = 116192.26 \text{ kN.cm}$$

Kiriş başlığı takviye levhasının kalınlığı:

$$\frac{102945.09}{34 \times t_p \times (49 + t_p)} = \sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2 \text{ (St 52)}$$

$$t_p^2 + 49 \times t_p = 84.11 \rightarrow t_p = 1.66 \text{ cm}$$

Hesaplarda başlık takviye levhası kalınlığı, $t_p = 2.40 \text{ cm}$ alınmıştır.

Deprem yönetmeliğine göre, kaynaklı birleşimlerde elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacaktır. Bu nedenle takviye levhası üzerindeki kaynaklar bu şartlara uygun yapılmıştır.

Kiriş başlığını, takviye levhasına bağlayan köşe kaynak dikişi toplam uzunluğu:

$$\text{Max. kaynak kalınlığı, } 0.70 \times t_{\min} = 0.70 \times 2.30 = 1.61 \text{ cm}$$

Alın kaynağı, 1.60 cm, köşe kaynakları 1.00 cm seçilirlerse,

$$A_k = 1.60 \times (30 - 2 \times 1.60) + 2 \times 1 \times (18.50 - 1.50 - 2 \times 1) = 72.88 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{102945.09}{49 \times 72.88} = 28.83 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 1.70 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2 \text{ (St 52)} \quad (\text{uygun})$$

Takviye levhasını kolona bağlayan tam penetrasyonlu küt kaynakların tahkiki:

$$\sigma = \frac{102945.09}{(49 + 2.40) \times (30 - 2 \times 2.40) \times 2.40} = 33.12 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2 \text{ (uygun)}$$

Küt kaynak yeterlidir.

Kayma levhası kaynak tahkikleri:

Seçilen kayma levhası : $310 \times 50 \times 12 \text{ mm}$

Kiriş üzeri köşe kaynağı : $0.80 \text{ cm} < 0.70 \times 1.2 = 0.84 \text{ cm}$

$$F_k = 31 \times 0.80 = 24.80 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{441.57}{24.80} = 17.81 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{emn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolon üzeri tam penetrasyonlu küt kaynak : 1.20 cm

$$F_k = (31 - 2 \times 1.20) \times 1.20 = 34.32 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{441.57}{34.32} = 12.87 \text{ kN/cm}^2 < 24.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kayma bölgesi kontrolleri:

Kolon gövdesinde $t_t = 1.10 \text{ cm}$ kalınlığında takviye levhası kullanılmıştır.

Denklem (4.22), (4.23) ve (4.24)'e göre kesme kuvveti kapasitesi, (4.25)'e göre kalınlık kontrolleri aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$V_p = 0.60 \times 24 \times 60 \times 5.2 \times \left[1 + \frac{3 \times 30 \times 6^2}{49 \times 60 \times 5.2} \right] = 5444.96 \text{ kN}$$

$$V_{ke} = 0.80 \times (94776 + 208776) \times \left(\frac{2}{49 + 79} - \frac{2}{380 + 445} \right) = 3205.69 \text{ kN}$$

$$V_p = 5444.96 \text{ kN} > V_{ke} = 3205.69 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

$$t_{\min} = t_t = 1.10 \text{ cm} > 2 \times \frac{(60 - 2 \times 6) + (49 - 2 \times 2.3)}{180} = 1.03 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Kayma bölgesindeki kesme dayanımı ve kolon gövdesi ile takviye levhalarının kalınlıkları yeterlidir.

Kullanılan kolon gövde takviyelerinin kaynaklarının tahkiki:

Kayma bölgesinde gerekli kesme kuvveti dayanımının takviye levhası tarafından karşılanan payı ve köşe kaynak gerilmesi,

$$V_t = 3205.69 \times \frac{1.10}{5.20} = 678.13 \text{ kN}$$

Kaynak kalınlığı : $0.70 \times 1.10 = 0.77 \text{ cm} \rightarrow 0.70 \text{ cm}$ alınmıştır.

$$\tau = \frac{678.13}{54 \times 0.70} = 17.94 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{enn} = 1.70 \times 11 = 18.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Süreklilik levhası tahkikleri:

Denklem (4.26) ve (4.27)'ye göre yapılan hesaplar şu şekildedir;

$$t_{cf} = 6 \text{ cm} > 0.54\sqrt{30 \times 2.3} = 4.49 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$t_{cf} = 6 \text{ cm} > \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Kiriş alt başlık takviye levhasından kolona gelecek basınç kuvveti için gerilme kontrolü:

Temas yüzeyinde 45° 'lik bir açı ile kuvvet kolon gövdesine yayıldığını düşünürsek,

$$f = 2.40 + 2 \times 7.10 = 16.60 \text{ cm} \quad (\text{Etki ettiği yükseklik})$$

$$t = 3 + 2 \times 1.10 = 5.20 \text{ cm} \quad (\text{Etki ettiği kalınlık})$$

$$\sigma = \frac{102945.09}{(49 + 2.40) \times 16.60 \times 5.20} = 23.20 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{enn} = 1.70 \times 14 = 23.80 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kolon gövdesi ve takviyelerinin yeterli olması, kolon başlık kalınlığının deprem yönetmeliğinde belirtilmiş olan sınırları sağlıyor olmasından dolayı süreklilik levhası konulmasına gerek görülmemiştir.

Eğilme dayanımı kontrolleri:

Deprem yönetmeliğinde belirtilen, birleşimin kolon yüzündeki eğilme dayanımının birleşen kirişi kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinden $0.80 \times 1.1 D_a$ katından daha az olması irdelenmiştir. Denklem (3.77)'e göre hesaplar yapılırsa,

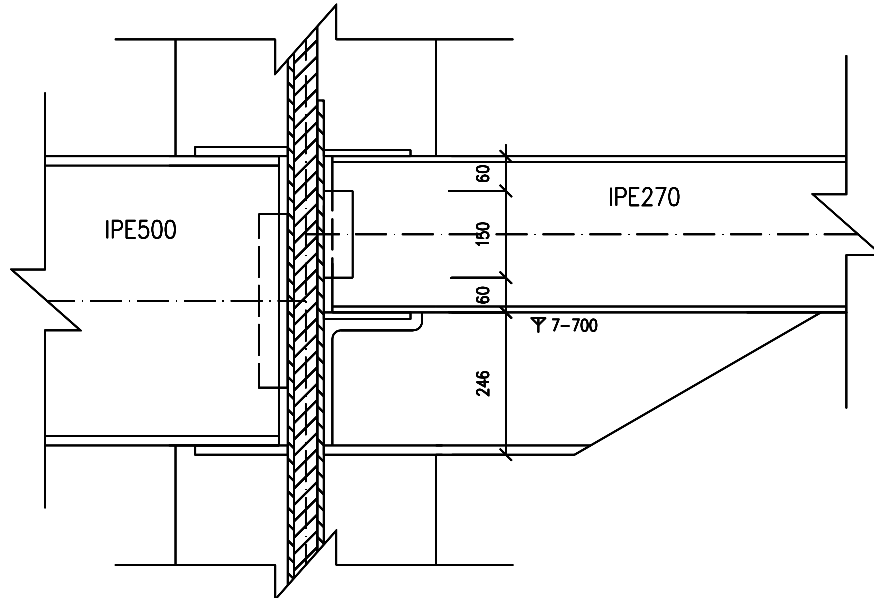
$$W_{pb} = 2 \times (34 \times 2.40 \times 25.70) = 4194.24 \text{ cm}^3$$

$$M_{pb} = 4194.24 \times 36 = 150991.64 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pb} = 150992.64 \text{ kN.cm} > 0.80 \times 1.10 \times 1.20 \times 94776 = 100083.46 \text{ kN.cm} \text{ (uygun)}$$

Benzer yöntemlerle tahkikleri yapılan kiriş-kolon birleşimlerinin hesap ve sonuçları açıklamalı olarak EK C bölümünde tablolar ile verilmiştir.

Yapının C ve K akslarında S2 kolon gövdelerinde birleşen IPE 500 ve IPE 270 kirişlerinin enkesit boylarının farklı olmasından dolayı (Şekil 4.26) IPE 270 kirişinin altına St 52 malzeme Kup konulmuştur [10].



Şekil 4.27: IPE 270 – IPE 500 Kup Bağlantı Detayı

Hesaplar şu şekildedir:

$$Z = 1156.15 \text{ kN} \quad h = 24.60 \text{ cm} \quad l = 70.00 \text{ cm} \quad t = 1.02 \text{ cm}$$

$$0.30 \text{ cm} < a = 0.70 \text{ cm} < 0.70 \times 1.02 = 0.714 \text{ cm}$$

$$M = 1156.15 \times 24.60 = 28441.34 \text{ kN.cm}$$

$$l' = 70.00 - 2 \times 0.70 = 68.60 \text{ cm}, \quad F_k = 2 \times 68.60 \times 0.70 = 96.04 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times 68.60 \times \frac{0.70^2}{6} = 1098.06 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_k = \frac{28441.34}{1098.06} = 25.90 \text{ kN/cm}^2, \quad \tau_k = \frac{1156.15}{96.04} = 12.04 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{25.90^2 + 12.04^2} = 28.56 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{v.em} = 28.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

5. YAPININ AĞIRLIK HESABI

Bu bölümde düşey, rüzgar ve deprem yüklerine göre boyutlandırılmış olan yapının, tahkikler ve çizimler sonucunda elde edilen malzeme metrajına göre ağırlık hesabı yapılmıştır.

St 37 yapısal çelik ağırlığı.....	: 1591.50 ton
St 52 yapısal çelik ağırlığı.....	: 55.29 ton
Çelik sac ağırlığı.....	: 1.72 ton
Grobeton ağırlığı.....	: 398.23 ton
BS 25 beton ağırlığı.....	: 2707.20 ton
BS 30 beton ağırlığı.....	: 5416.85 ton
BÇ III donatı ağırlığı.....	: 115.51 ton
BÇ IV hasır donatı ağırlığı.....	: 42.63 ton
Toplam ağırlık.....	: 10328.93 ton
Toplam m ² 'ye düşen ağırlık.....	: 717.29 kg/m ²

6. SONUÇLAR

Sunulan bu çalışmada daha önce Paris'te yapılmış 10 katlı ve taşıyıcı sistemi çelik çerçeve olan bir yapının, aks düzenine, kat kotlarına ve malzeme sınıfına bağlı kalınarak yatay ve düşey yükler altında TS 648 ve yeni Deprem Yönetmeliği kuralları dahilinde karşılaştırmalı projelendirilmesi hedeflenmiştir. Fransa'da, ülkemiz şartlarındaki deprem koşulları olmadığı için, sadece rüzgar yüklerine göre boyutlandırılmış olan bu yapının, ülkemizin yeni Deprem Yönetmeliği kurallarına uygun projelendirilmesi ve kıyaslanması amaçlanmıştır. Yapıda, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı sistem tercih edilmiştir. Yapı, iki eksende süneklik düzeyi yüksek olarak boyutlandırılmış ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem kuvveti binaya etki ettirilmiştir.

Paris'te yapılan bu binanın güçlendirme projesi olarak incelendiği 2006 yılında İnş. Müh. Bahadır SALIBAŞI tarafından yapılan yüksek lisans tezinin sonuçları ile örtüştüğü görülmüştür [13]. Mevcut binanın farklı güçlendirme şekillerine göre kıyaslanması yapılan tezde, merkezi çaprazlı sistemde kullanılan yapısal çelik ağırlığına kıyasla bu çalışmada elde edilen çelik ağırlığının yaklaşık 50 ton daha ağır olduğu sonucuna varılmıştır.

Yapıda kompozit döşeme sistemi tercih edilmiştir. Kompozit sistemlerin binayı hafifletmesi ve yatay düzlemde rijit diyafram oluşturması çok katlı yapılarda tercih nedenlerindendir. Kompozit döşemelerin hesaplarında yatay yükler altında döşemede oluşabilecek iç gerilmeler ihmal edilmiştir. Kompozit döşemelerin hesabı TS kapsamında olmadığı için sistemden ayrı olarak Eurocode 4'te tanımlanan sınır ve yöntemlere göre, sadece düşey yükler dikkate alınarak tahkik edilmişlerdir.

Devamındaki sayfalarda yapının düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesi, boyutlandırılması ve detaylandırılması sonucu, çelik bir yapının tasarımında dikkatle üzerinde durulması gereken bazı hususlara ve bu yapı ile ilgili kıyaslamalara maddeler halinde değinilmiştir.

- i. Yapının uzun doğrultusunda burulma düzensizliği ortaya çıkmıştır. Deprem Yönetmeliği'nde belirtildiği üzere çıkan burulma düzensizliği kadar dış merkezlik etkisi arttırılmıştır [1]. Ayrıca binanın Z4 sınıfı zemin üzerinde olmasından dolayı deprem kuvvetleri büyük olmaktadır.
- ii. Yapılan hesapların doğruluğu açısından seçilen kompozit döşemede piyasada temin edilebilecek ve mukavemet değerlerinin önceden saptanmış olduğu çelik saclar kullanmaya çalışılmalıdır. Çelik sacın aderansının yeterliliği iyi saptanmalıdır. Aksi durumda aderans arttırıcı önlemler alınmalıdır
- iii. Döşemenin kirişlerle birlikte çalışmasını sağlayan kayma bağlantılarının hesabı çok dikkatli yapılmalıdır. Aksi halde kirişler kompozit döşeme ile birlikte çalışıp kompozit kiriş hareketi sergileyemez. Bu durumda döşeme ve kiriş birbirinden bağımsız olarak çalışır. Bunun sonucunda da yapılan hesaplar yanlış olur.
- iv. Yapıda kullanılan kirişlerin kompozit kiriş olarak boyutlandırılmasının pek çok avantajı vardır. Kompozit kirişlerin kullanılmasıyla yalın çelik olarak çalışan kirişlere nazaran daha küçük kesitlerle yüksek mukavemet elde edilmesi sağlanır. Binanın küçük kesitli kirişler ile boyutlandırılması sonucunda ise binada hafifleme, buna bağlı olarak deprem kuvvetinde azalma meydana gelebilmektedir. Deprem kuvvetinin ve bina ağırlığının azalması aynı zamanda bina maliyetinin düşmesine yani daha ekonomik bir yapı dizayn edilmesine olanak sağlar.
- v. Yapıda kompozit kirişlerin boyutlandırılmasında en önemli faktör yapının mimarisidir. Yapıda her iki ekseninde bulunan konsolların sehim sınırlarını sağlamak, uzun açıklıklarla geçilen ara kirişlerin gene sehim sınırlarını istenilen sınırlara çekmek için büyük kesitli kirişlerin seçilmesi gerekmiştir. Özellikle kısa doğrultuda bulunan 5.50 metrelik konsollar sehim açısından çok büyük sorun yaratmıştır. Projelendirmede bu kadar uzun konsollar oluşturulmamalıdır.
- vi. Çerçeve kirişlerinde oluşan normal kuvvetlerin, kirişlerin moment dayanımlarını azaltamayacak kadar küçük olmasından dolayı, sadece düşey yükler dikkate alınarak yapılan kompozit kiriş tahkikleri uygulanabilmiştir. Aksi durumda normal kuvvetlerin de dahil edildiği çözümler ya da çerçeve kirişlerinin kompozit olmayan çelik kiriş olarak boyutlandırılması tercih edilmelidir.

- vii. Uygulama ve imalat sürecinde kolaylık açısından, 3 veya 4 katta değişen kesitler tercih edilmiştir. Ayrıca kullanılan bütün çelik elemanlarda Deprem Yönetmeliği'nin şart koştuğu kompaktlık sınırlarının sağlanmasına özen gösterilmiştir.
- viii. Çok katlı yapılarda kolon profillerinde üst katlara doğru kesitlerin küçültülmesi yapıların hafifletilmesi için uygulanan bir yöntemdir. Kesit seçiminde kolonların kirişlerden güçlü olması şartına ve deplasman sınırlarına dikkat edilerek boyutlandırma yapılmalıdır. Bu sayede alt kat kolonlarına gelen yük azaltılmış yani küçük kesitlerde kolon seçimine imkan tanınmış olur.
- ix. Yapıda kullanılan kolonlar ve binanın kısa ekseninde çalışan çaprazlar piyasadaki mevcut profillerin ihtiyacı karşılayamamasından dolayı yapma eleman olarak boyutlandırılmışlardır. Bu yapma elemanların boyutları ile ilgili kompaktlık şartlarının sağlanmasına özen gösterilmiştir. Bu elemanların oluşumunda kullanılan kaynaklar dikkatle tahkik edilmiştir ve kaynak boyu sınırları dikkate alınarak süreksiz kaynaklar ile birleşimler gerçekleştirilmiştir.
- x. Yapıda merkezi çaprazlı perdeler kullanmak uygun görülmüştür. Bu bina için SAP 2000 programında yapılan taşıyıcı sistem incelemelerinde dış merkezli sistemin, kat ötelemesinin ve seçilecek kolon ebatlarının merkezi çaprazlı taşıyıcı sisteme göre daha büyük olduğu görülmüş ve sistem merkezi çaprazlı seçilmiştir.
- xi. Çok katlı çelik yapıların tasarımında merkezi çaprazlar X veya V şeklinde düzenlenebilmektedir. Çapraz elemanlarda burkulma boyunun büyük olmasından dolayı ve uygulanması durumunda oluşacak kat ötelemelerinin yüksek çıkmasından dolayı V şeklinde düzenlenmiş merkezi çaprazlar tercih edilmemiştir. Yapıda en uygun merkezi çapraz türü tek veya iki açıklıkta X şeklinde düzenlenmesidir. Tek açıklıkta X şeklinde merkezi çaprazlı sistem uygun görülmüştür.
- xii. Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı sisteme göre tasarlanan yapılarda kat yüksekliğine kıyasla büyük kolon aralıklarının bulunması, tasarlanan bağlantı elemanlarında büyük guse levhalarının ortaya çıkmasına neden olduğu görülmüştür. Bu nedenle bu levhaların moment oluşturmayacak şekilde boyutlandırılmasına rağmen uygulanabilirlik açısından boyutları küçültülmüş, bu boyut değişiminden dolayı ortaya çıkan moment etkileri dikkate alınmıştır.

- xiii. Yapıda merkezi çaprazların hesaplarında kullanılan s burkulma boyu, X şeklinde dizayn edilen çapraz sistemler için, bir elemanın basınca çalışırken diğer elemanın çekmeye çalışmasından dolayı yaklaşık $0.75 \times s$ alınabilir [12]. Bu durumda, yapının kısa doğrultusunda kullanılmış olan yapma çaprazlar yerine, 1. ve 2. katlar IPB 360 ve devamındaki katlarda IPB 300, uzun doğrultuda kullanılmış olan IPB 300 ve IPB 260 yerine ise IPB 280 ve IPB 240 kullanılabilir. Bu çapraz profillerinin kullanılması sonucunda ise hesaplanmış olan binanın ağırlığında yaklaşık olarak 25.5 ton (1.77 kg/m^2) hafifleme sağlanabilmektedir.
- xiv. Deprem yükleri dikkate alınmadan yapılmış mevcut binanın yaklaşık ağırlığı 7205 ton (500.35 kg/m^2) alınmıştır. Ülkemizin sismik koşulları ve yeni deprem yönetmeliğinin getirmiş olduğu yeni hesap şartlarına bağlı kalınarak boyutlandırılan bu binada, Paris'te inşa edilen binaya kıyasla yaklaşık 3123.93 ton (216.94 kg/m^2) değerinde bir ağırlık artışı söz konusu olmuştur. Bu artıştaki nedenlerden biri deprem yüklerini taşıyan süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazların sisteme dahil edilmiş olmasıdır. Sisteme etkiyen deprem yükleri neticesinde süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistem seçilmiş olmasından dolayı büyüyen kolon ve temel ebatları da bina ağırlığındaki artışta önemli paya sahiptirler.
- xv. Yeniden boyutlandırılan bu yapıda mevcut bina ile kıyaslama yapılabilmesi açısından çelik malzemesi kalitesinde bir değişikliğe gidilmemiştir. St37 çelik kalitesinin St52'ye çıkarılması halinde, yani mukavemet değerlerinin büyütülmesi halinde, yapıda büyük oranda ağırlık azalmasının meydana geleceği, bunun da daha az deprem yükü anlamına geleceği açıktır. Ayrıca taşıma kapasitesi hesaplarında kullanılan D_a katsayısı da St52 çeliği için 1.1 değerine düşmektedir. Bu azalma hesaplarda daha düşük kuvvetler ile tahkik yapılmasına olanak tanıdığı için daha hafif profillerin seçilmesine imkan verir. Bu nedenle çok katlı çelik binalarda St52 profil kullanılması daha uygun bir çözüm yolu olmaktadır.

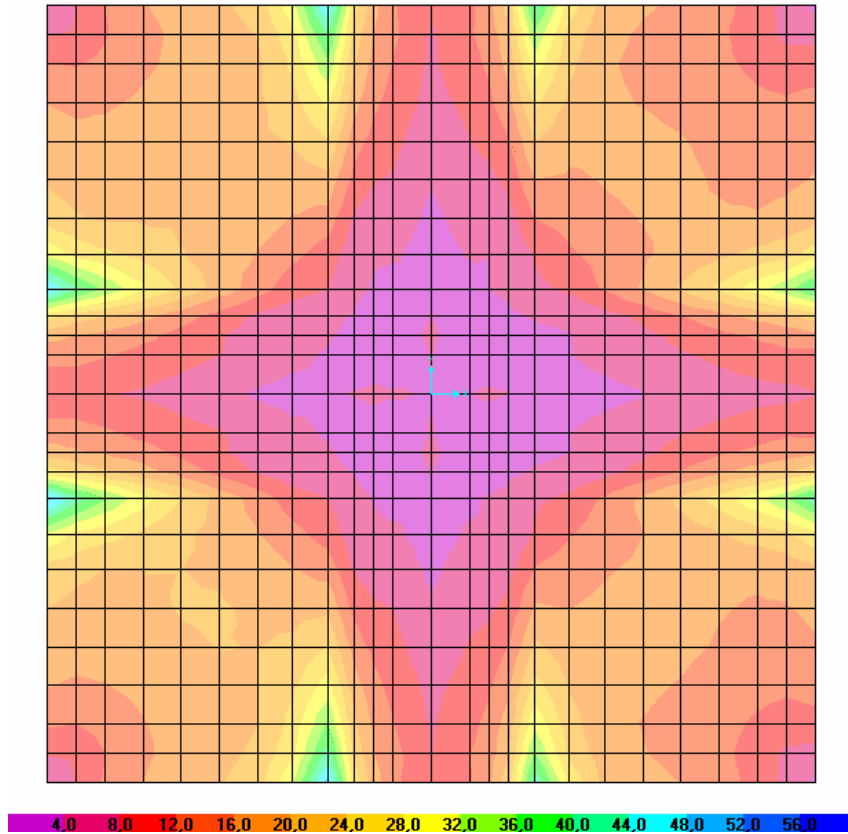
KAYNAKLAR

- [1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007. *İmar İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*
- [2] **TS 648**, 1980. Çelik Yapılar Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [3] **TS 500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [4] **TS 498**, 1997. Yapı Elemanların Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [5] **TS 3357**, 1997. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [6] **Eurocode 2**, 1992. Beton Yapıların Projelendirilmesi, *Avrupa Standartları Komitesi (CEN)*
- [7] **Eurocode 4**, 1994. Kompozit Çelik ve Beton Yapıların Projelendirilmesi, *Avrupa Standartları Komitesi (CEN)*
- [8] **Yorgun C.**, 2003. Kompozit Döşemeler, *Türk Yapısal Çelik Derneği Yayınları*, İstanbul
- [9] **Yorgun C.**, Kompozit Yapıların Tasarımı Ders Notları, *İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Matbaası*, İstanbul
- [10] **Deren H., Erdoğan U., Piroğlu F.**, 2003. Çelik Yapılar, *Çağlayan Kitapevi*, İstanbul
- [11] **Özmen G., Orakdöğen E., Darılmaz K.**, 2005. Örneklerle SAP 2000-V8, *Birsan Yayınevi*, İstanbul
- [12] **DIN 4114 Yaprak 2**, 1953. Çelik Yapılarda Stabilite Halleri ile İlgili Hesap Esasları, *Beuth Yayınevi*, Berlin
- [13] **Salıbaşı B.**, 2006. 10 katlı çelik bir binanın deprem yükleri altında değişik güçlendirme şekillerine göre irdelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, *İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

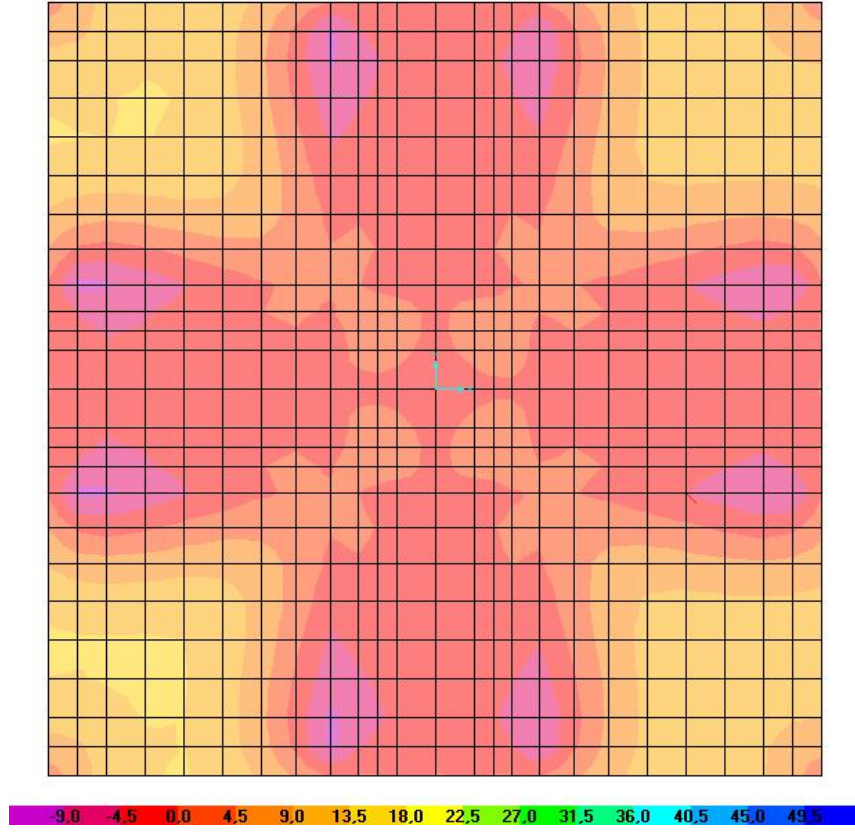
EK A TABAN LEVHALASI GERİLME DAĞILIMLARI

Bu bölümde kolon ayaklarının taban levhalarının boyutlandırılmasında kullanılan SAP 2000 programından elde edilen gerilme dağılımları şekil olarak verilmiştir. (bkz. Bölüm 3.5)

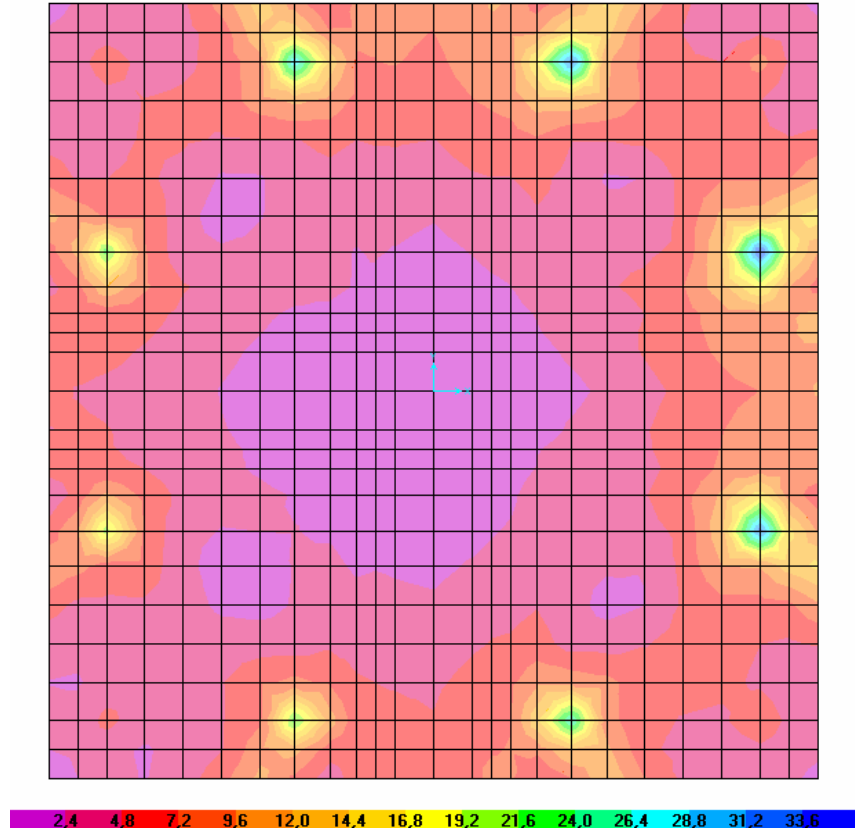
Elde edilen bu grafiklerde yapılan gerilme değerlerinin okunması işlemi mesnet bölgelerinde (berkitme levhası altında, ankraj bulonu hizzasında) yapılmaz. Bu bölgelerde gerilme birikmesi olduğundan doğru sonuç teşkil etmez (bkz. Şekil A.1, berkitme levhası hizzasındaki mavi bölgeler). Gerilme değerleri, gerilmenin düzgün yayıldığı mesnetten uzak noktalardan alınmıştır.



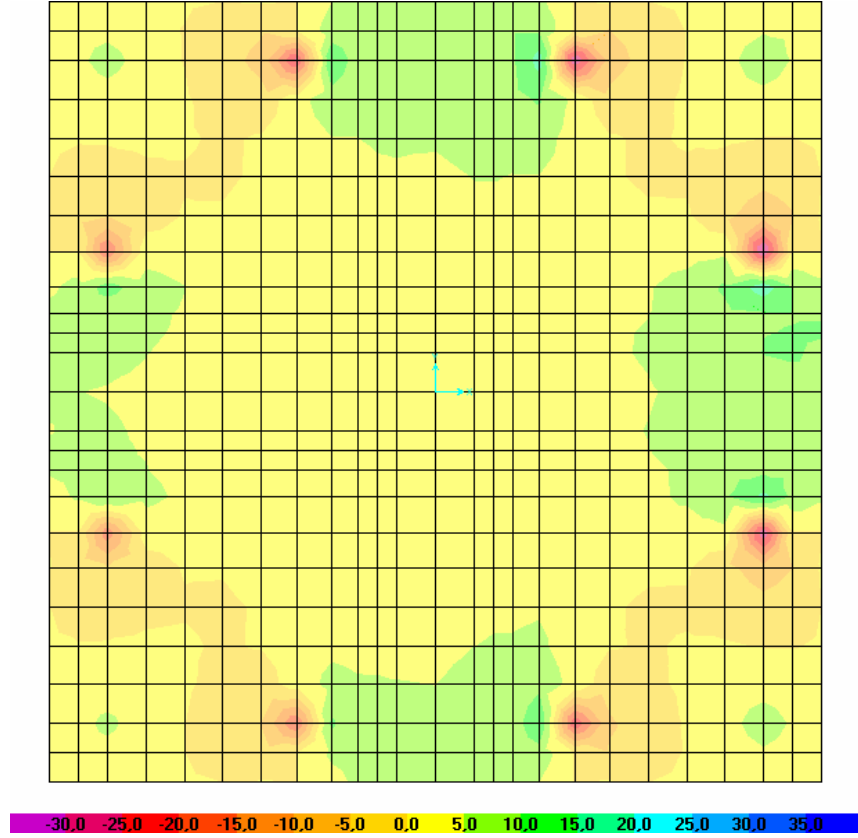
Şekil A.1: S1 Levhası Yük 3 Durumu Von Misses Gerilmesi



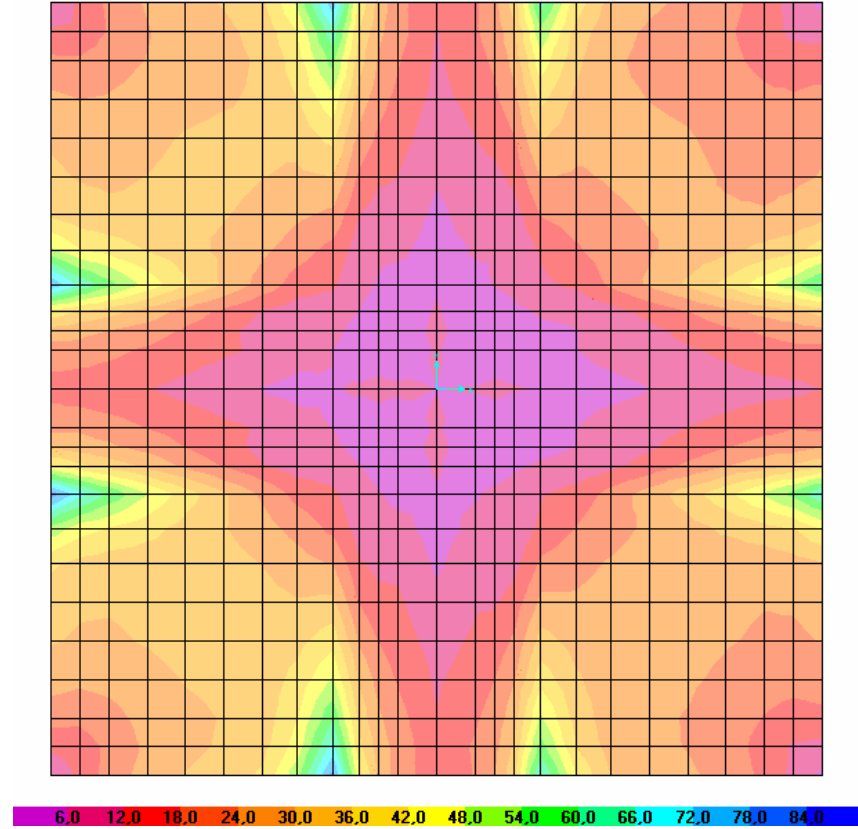
Şekil A.2: S1 Taban Levhası Yük 3 için Basınç Gerilmesi



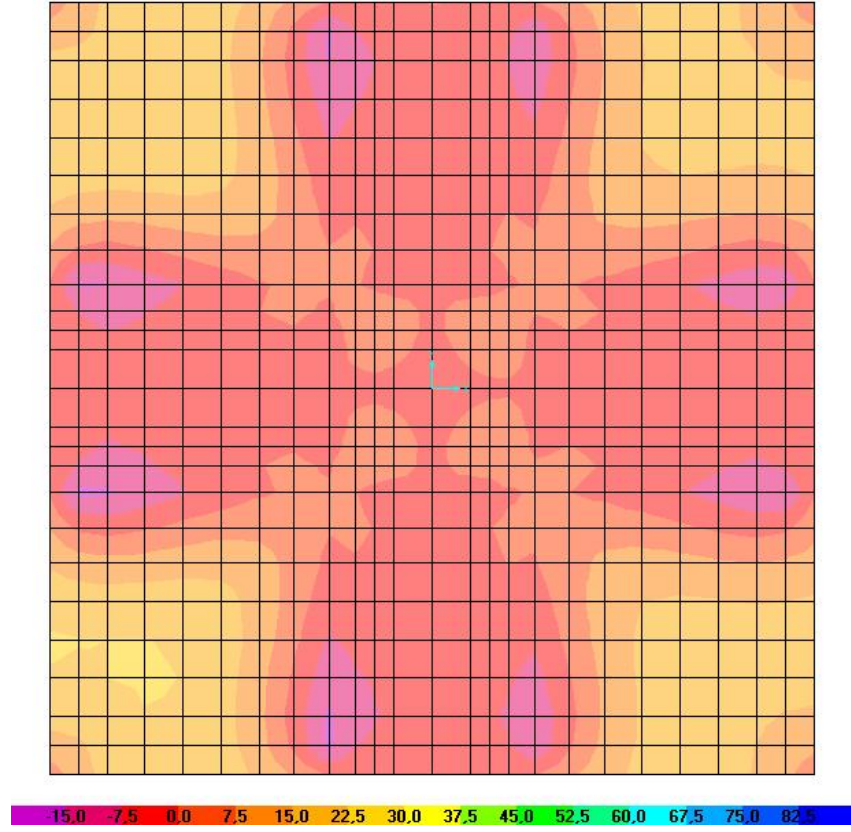
Şekil A.3: S1 Taban Levhası Yük 4 için Von Misses Gerilmesi



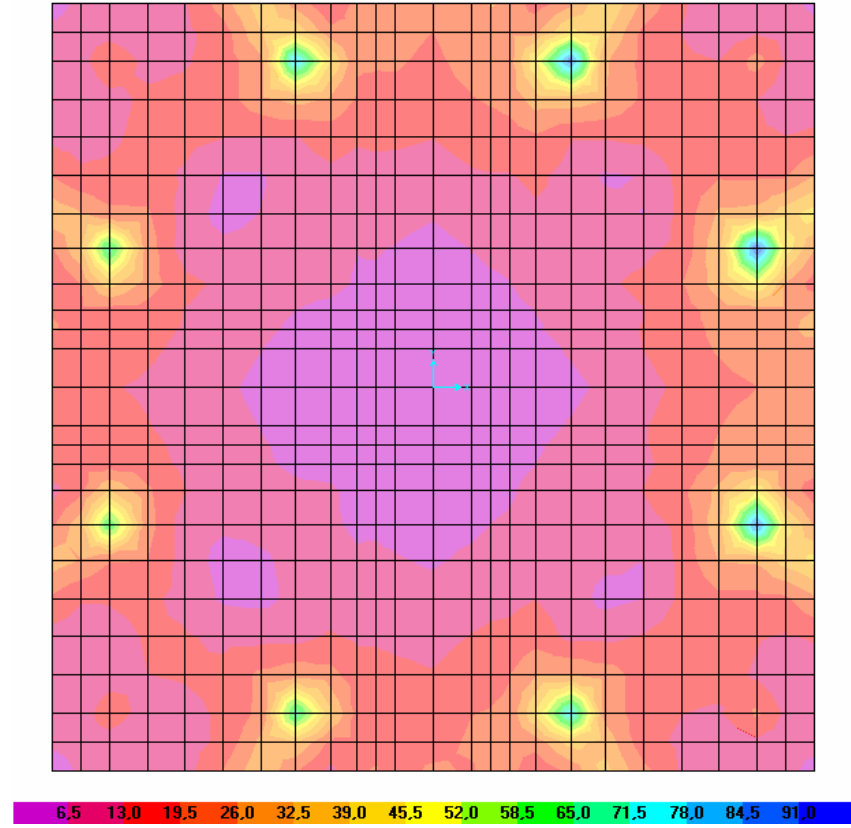
Şekil A.4: S1 Taban Levhası Yük 4 için Çekme Gerilmesi



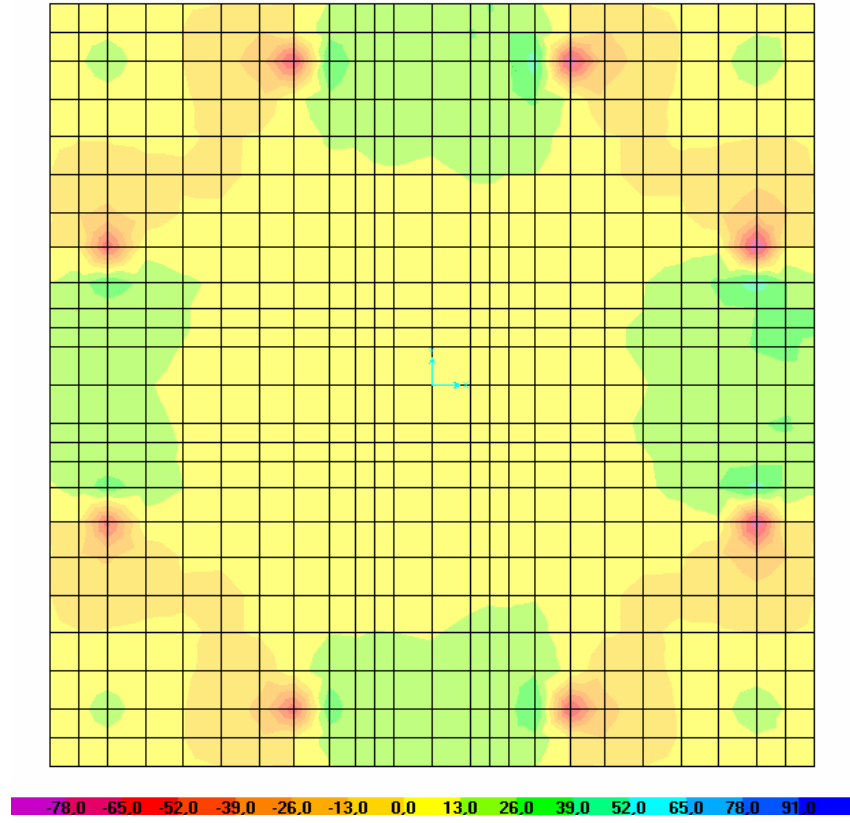
Şekil A.5: S1 Taban Levhası Yük 5 için Von Misses Gerilmesi



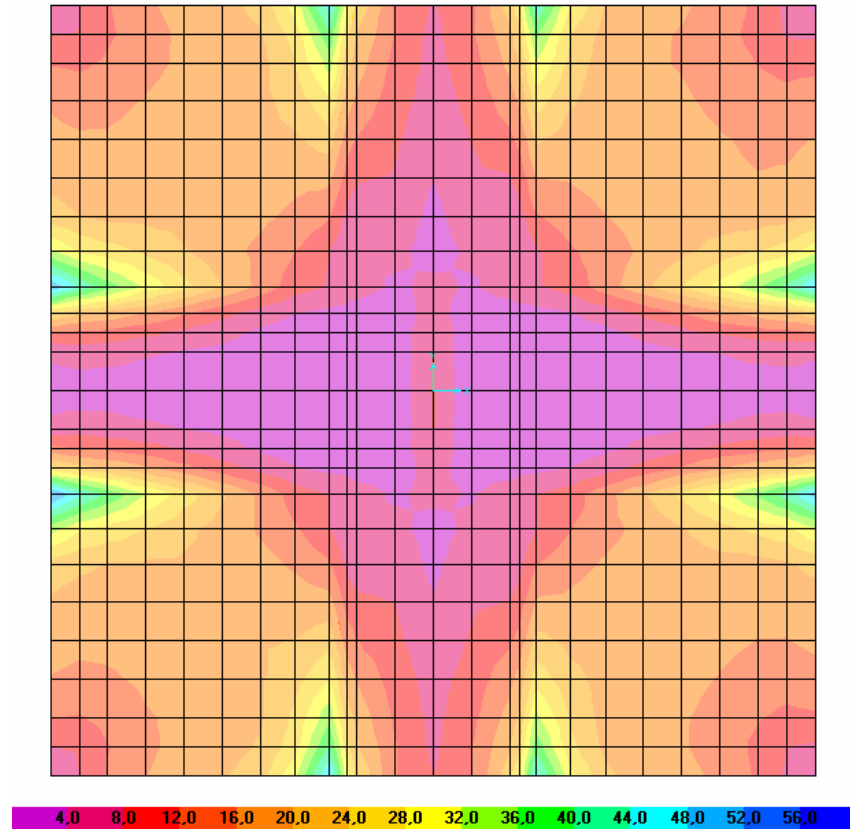
Şekil A.6: S1 Taban Levhası Yük 5 için Basınç Gerilmesi



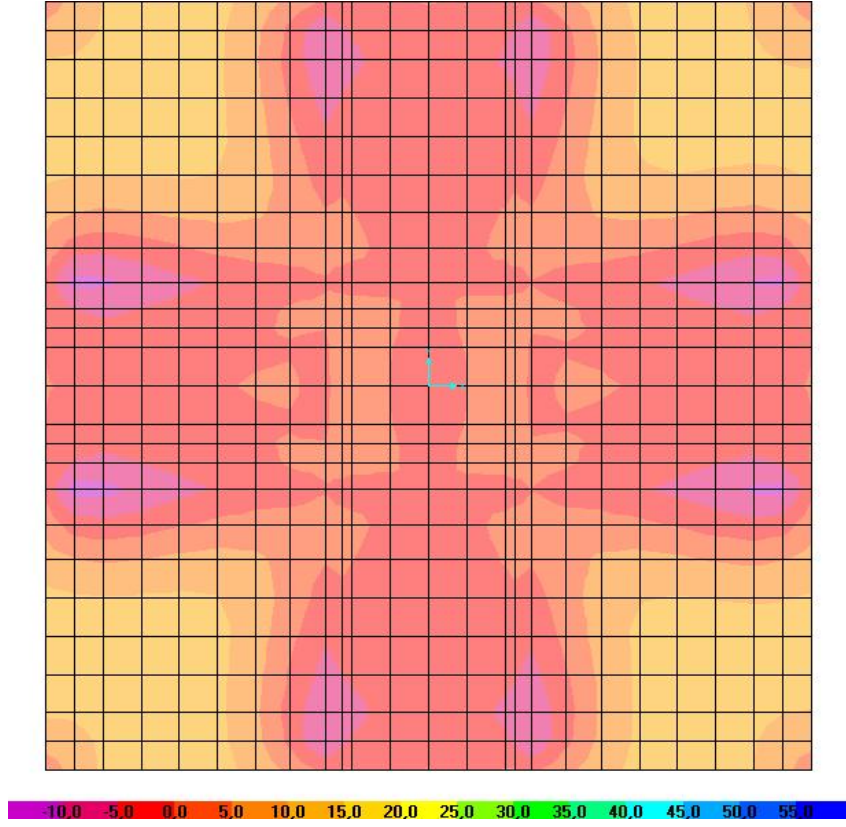
Şekil A.7: S1 Taban Levhası Yük 6 için Von Misses Gerilmesi



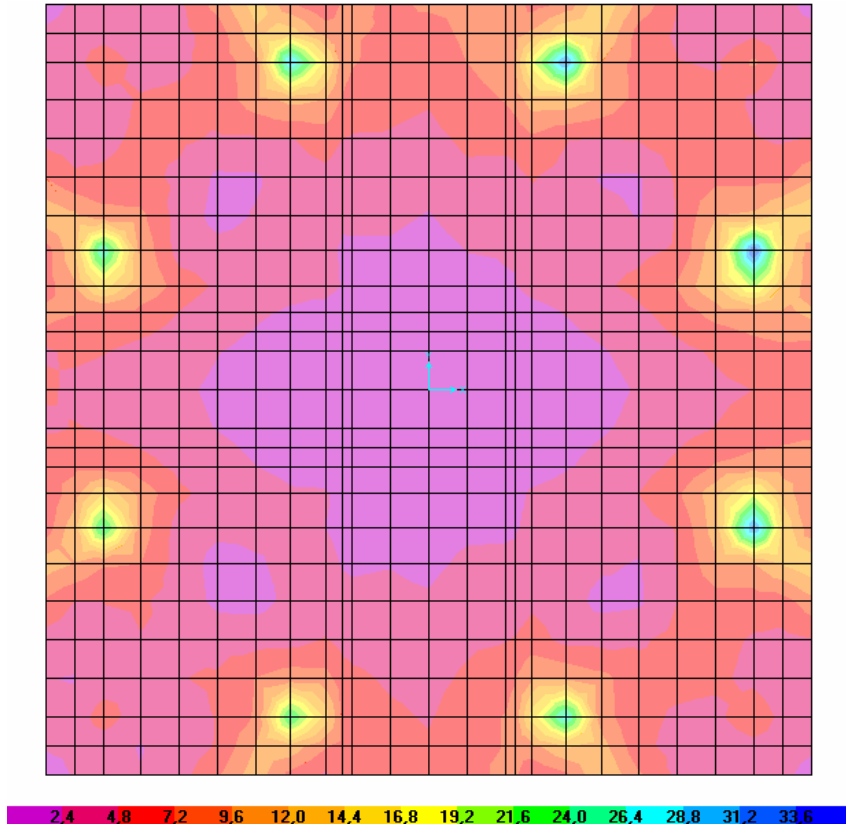
Şekil A.8: S1 Taban Levhası Yük 6 için Çekme Gerilmesi



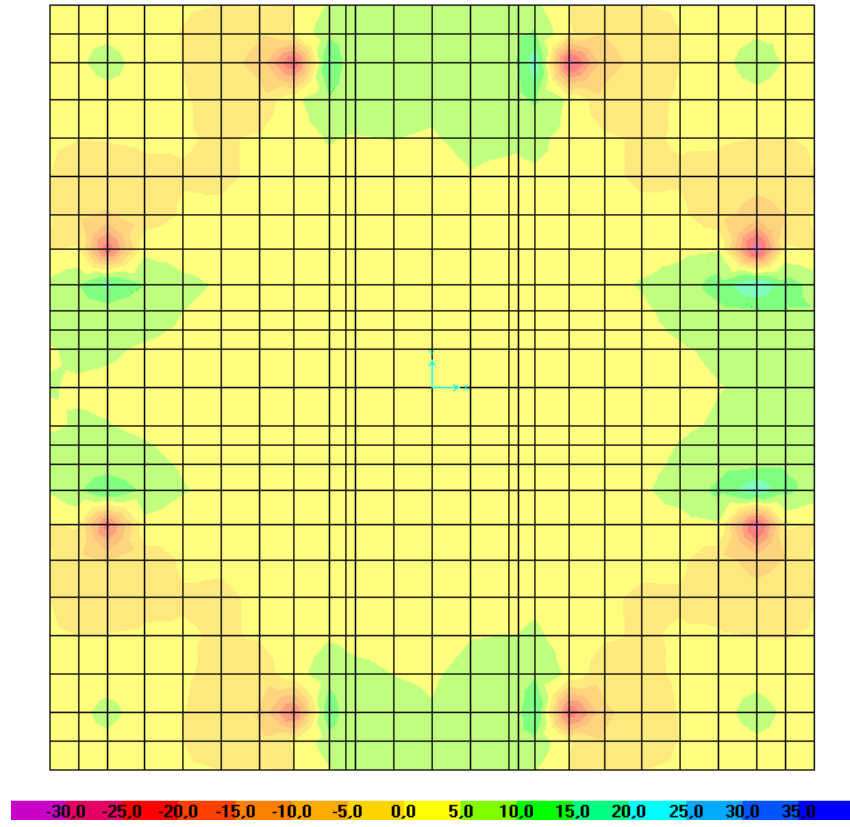
Şekil A.9: S2 Taban Levhası Yük 3 için Von Misses Gerilmesi



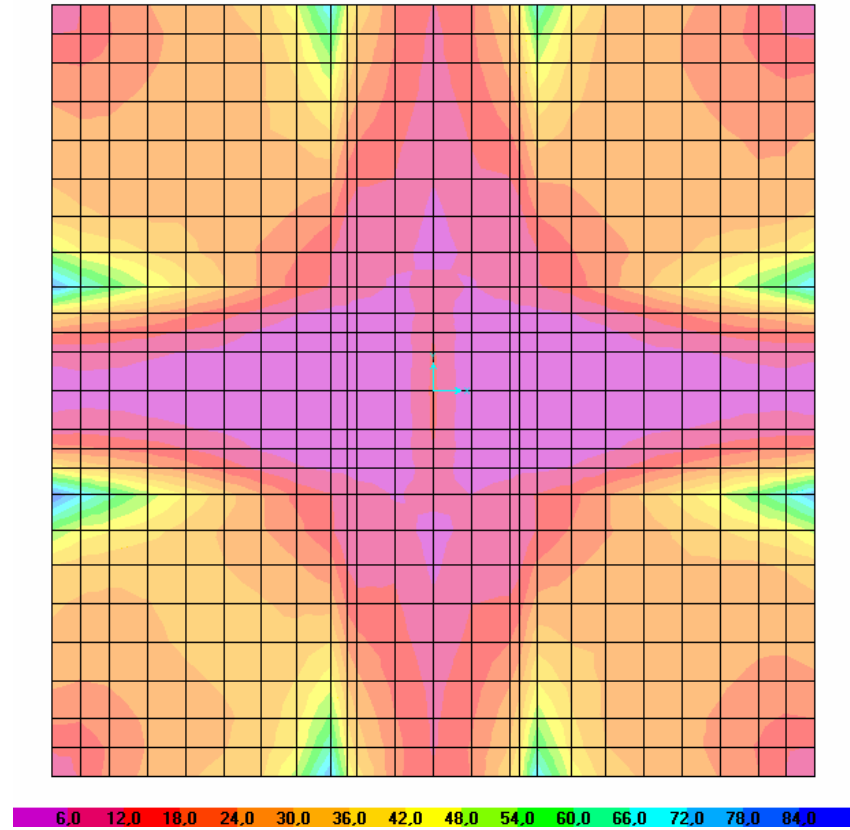
Şekil A.10: S2 Taban Levhası Yük 3 için Basınç Gerilmesi



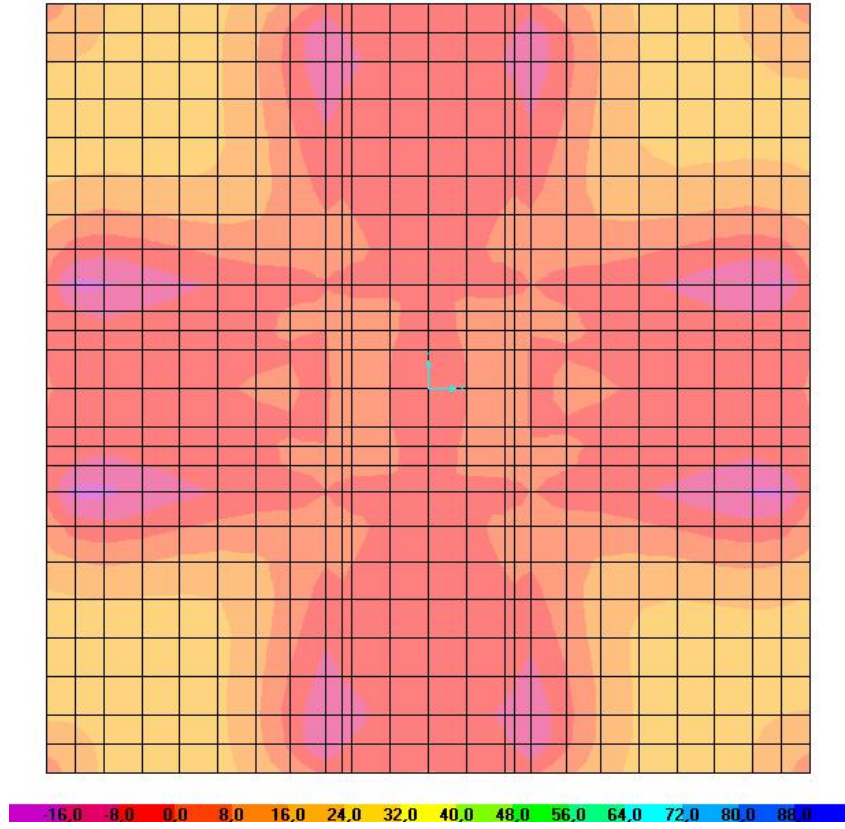
Şekil A.11: S2 Taban Levhası Yük 4 için Von Misses Gerilmesi



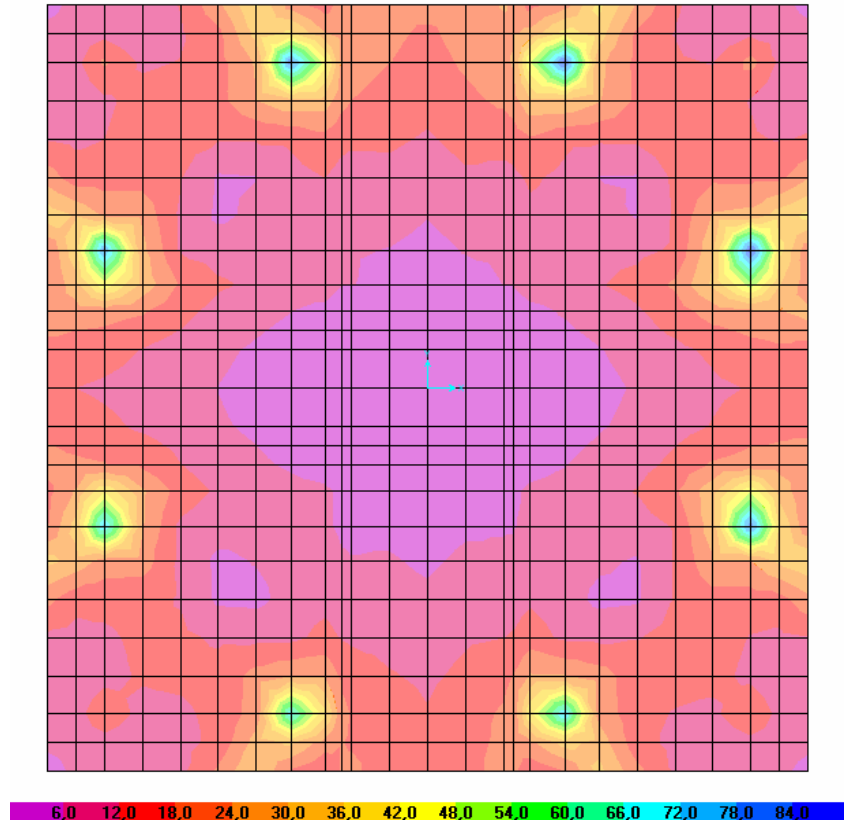
Şekil A.12: S2 Taban Levhası Yük 4 için Çekme Gerilmesi



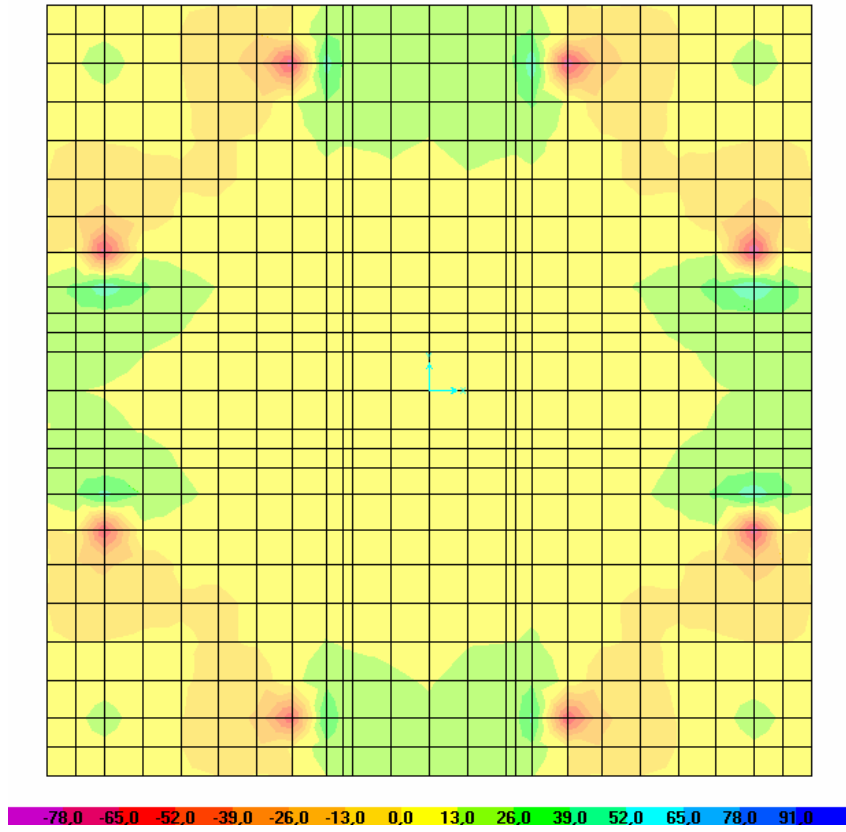
Şekil A.13: S2 Taban Levhası Yük 5 için Von Misses Gerilmesi



Şekil A.14: S2 Taban Levhası Yük 5 için Basınç Gerilmesi



Şekil A.15: S2 Taban Levhası Yük 6 için Von Mises Gerilmesi



Şekil A.16: S2 Taban Levhası Yük 6 Durumu Çekme Gerilmesi

EK B ÇAPRAZLARIN BİRLEŞİM HESAP SONUÇLARI

Bu bölümde, yapıda kullanılan çaprazların birleşim hesapları Bölüm 4.7’de örnekleme yapıldığı şekilde tablolar halinde verilmiştir. Tablolar şu şekildedir:

Tablo B.1’de detay numaralarının yapıdaki konumları tarif edilmiştir.

Tablo B.2’de kullanılan elemanların hesaplar için gerekli bilgi ve değerleri verilmiştir.

Tablo B.3’de çapraz profili ve flanş levhasının kesit kontrolleri yapılmıştır. Denklem (4.16)’ya göre yapılan tahkiklerde yazım kolaylığı açısından alanlar oranı F_n / F , η_F olarak, gerilmeler oranı $1.2 \times \alpha \times \sigma^* / \sigma_u$, η_σ olarak gösterilmiştir. Guse elemanı için yapılan çekme ve basınç gerilmesi tahkikleri ise Tablo B.4’de gösterilmiştir.

Tablo B.5’de bağlantılarda gövde ve flanş üzerinde kullanılan bulonların tek başlarına emniyetle aktarabilecekleri kuvvetler bulunmuş ve bulon adedi dikkate alınarak bu değerlerin toplamı yani çaprazlardan guselere emniyetle aktarabilecekleri kuvvetler hesap edilmiştir.

Tablo B.6’de kullanılan guselerin, üzerinde moment oluşmaması için seçilmesi gereken boyları hesap edilmiş ve birleşim sonucunda bu bağlantılardan kolon ve kiriş yüzeylerine aktarılan kuvvetler gösterilmiştir.

Tablo B.7 ve B.8’de guselerin birleştikleri kolon ve kirişler ile kaynaklarının tahkikleri gösterilmiştir. Guselerin boyutlarında yapılan değişiklikler nedeniyle oluşan momentler dikkate alınmış ve kirişler ile guseler arasındaki kaynaklarda yapılan tahkiklere etki edilmişlerdir.

Tablo B.9’de çaprazların kat ortalarında birbirleri ile olan birleşimlerinde kullanılan kaynakların tahkiki gösterilmiştir. Birleşim açlarına göre kirişlere gelen kuvvetler tayin edilmiş ve gerekli gerilme analizleri yapılmıştır.

Tablo B.1: Hesap Tablolarında Kullanılan Detay Numaralarının Açılımı

Detay No	Çapraz Poz No	Kolon	Kiriş	Birleşimin Konumu			
				Kat	Çaprazın Birleştiği Kat Kirişi Başlığı	Kat	Çaprazın Birleştiği Kat Kirişi Başlığı
1	PK1, PK3	S1	-	0*	-	-	-
2	PK1, PK2	S1	IPB1500	1	alt başlık	-	-
3	PK4, PK5	S1	IPB1500	1	üst başlık	2	alt başlık
4	PK6, PK7	S1	IPB1500	2	üst başlık	3	alt başlık
5	PK6, PK7	S1	IPB1500	3	üst başlık	3	üst başlık
6	PK6, PK7	S1	IPB1500	4, 5	alt ve üst başlık	6	alt başlık
7	PK8, PK9	S1	IPB1500	6	üst başlık	-	-
8	PK8, PK9	S1	IPB1500	7, 8	alt ve üst başlık	9	alt başlık
9	PK10, PK11	S1	IPB1500	9	üst başlık	10	alt başlık
10	PK12, PK14	S2	-	0*	-	-	-
11	PK12, PK13	S2	IPB1500	1	alt başlık	-	-
12	PK15, PK16	S2	IPB1500	1	üst başlık	2	alt başlık
13	PK8, PK9	S2	IPB1500	2	üst başlık	3	alt başlık
14	PK8, PK9	S2	IPB1500	3	üst başlık	3	üst başlık
15	PK8, PK9	S2	IPB1500	4, 5	alt ve üst başlık	6	alt başlık
16	PK17, PK28	S2	IPB1500	6	üst başlık	-	-
17	PK17, PK18	S2	IPB1500	7, 8	alt ve üst başlık	9	alt başlık
18	PK10, PK11	S2	IPB1500	9	üst başlık	10	alt başlık
19	PK19, PK21	S1	-	0*	-	-	-
20	PK19, PK20	S1	IPE500	1	alt başlık	-	-
21	PK22, PK23	S1	IPE500	1	üst başlık	2	alt başlık
22	PK24, PK25	S1	IPE500	2	üst başlık	3	alt başlık
23	PK24, PK25	S1	IPE500	3	üst başlık	3	üst başlık
24	PK24, PK25	S1	IPE500	4, 5	alt ve üst başlık	6	alt başlık
25	PK26, PK27	S1	IPE500	6	üst başlık	-	-
26	PK26, PK27	S1	IPE500	7, 8	alt ve üst başlık	9	alt başlık
27	PK28, PK29	S1	IPE500	9	üst başlık	10	alt başlık
28	PK19, PK21	S2	-	0*	-	-	-
29	PK19, PK20	S2	IPE500	1	alt başlık	-	-
30	PK22, PK23	S2	IPE500	1	üst başlık	2	alt başlık
31	PK24, PK25	S2	IPE500	2	üst başlık	3	alt başlık
32	PK24, PK25	S2	IPE500	3	üst başlık	3	üst başlık
33	PK24, PK25	S2	IPE500	4, 5	alt ve üst başlık	6	alt başlık
34	PK26, PK27	S2	IPE500	6	üst başlık	-	-
35	PK26, PK27	S2	IPE500	7, 8	alt ve üst başlık	9	alt başlık
36	PK28, PK29	S2	IPE500	9	üst başlık	10	alt başlık
37	PK30, PK32	S2	-	0*	-	-	-
38	PK30, PK31	S2	IPE500	1	alt başlık	-	-
39	PK33, PK34	S2	IPE500	1	üst başlık	2	alt başlık
40	PK35, PK36	S2	IPE500	2	üst başlık	3	alt başlık
41	PK35, PK36	S2	IPE500	3	üst başlık	3	üst başlık
42	PK35, PK36	S2	IPE500	4, 5	alt ve üst başlık	6	alt başlık
43	PK37, PK38	S2	IPE500	6	üst başlık	-	-
44	PK37, PK38	S2	IPE500	7, 8	alt ve üst başlık	9	alt başlık
45	PK39, PK40	S2	IPE500	9	üst başlık	10	alt başlık

* Zemin katlarda çaprazların birleşimi kolon taban levhası üzerinde gerçekleşmiştir.

Tablo B.2: Çaprazların Birleşim Hesaplarında Kullanılan Değerleri

Detay No	P _{basınç} (kN)	P _{çekme} (kN)	Flanş Levhası (mm)	Gövde Levhası (mm)	Guse kalınlığı (mm)	Bulon	
						Gövde	Flanş
1	2365.73	2063.59	320×30	130×10	30	6×M16	6×M24
2	2365.73	2063.59	320×30	130×10	30	6×M16	6×M24
3	3087.61	2739.46	320×30	130×10	35	6×M16	8×M24
4	2420.29	2268.92	290×25	120×10	30	6×M16	6×M24
5	2411.61	2259.92	290×25	120×10	30	6×M16	6×M24
6	2411.61	2259.92	290×25	120×10	30	6×M16	6×M24
7	1788.18	1688.21	290×20	120×10	25	4×M16	6×M22
8	1788.18	1688.21	290×20	120×10	25	4×M16	6×M22
9	663.17	649.36	290×20	120×10	20	4×M16	4×M22
10	2038.14	167.36	320×30	130×10	25	4×M16	6×M24
11	2038.14	1677.36	320×30	130×10	25	4×M16	6×M24
12	2494.76	2078.02	320×30	130×10	30	4×M16	6×M24
13	1911.55	1733.15	290×25	120×10	25	4×M16	6×M22
14	1843.07	1644.24	290×25	120×10	25	4×M16	6×M22
15	1843.07	1644.24	290×25	120×10	25	4×M16	6×M22
16	1134.09	999.80	290×20	120×10	20	4×M16	4×M22
17	1134.09	999.80	290×20	120×10	20	4×M16	4×M22
18	184.45	164.80	290×20	120×10	20	4×M16	4×M22
19	193.70	1568.42	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
20	193.70	1568.42	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
21	226.01	1869.88	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
22	1732.83	1573.54	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
23	1707.02	1551.47	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
24	1707.02	1551.47	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
25	1219.12	1155.29	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
26	1219.12	1155.29	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
27	467.31	450.13	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
28	1939.7	1568.42	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
29	1939.7	1568.42	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
30	2266.01	1869.88	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
31	1732.83	1573.54	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
32	1707.02	1551.47	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
33	1707.02	1551.47	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
34	1219.12	115.29	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
35	1219.12	115.29	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
36	467.31	45.13	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
37	1860.77	142.64	300×25	200×10	25	4×M16	6×M22
38	1860.77	1422.64	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
39	2142.08	1655.96	300×20	200×10	25	4×M16	6×M22
40	1648.62	1434.95	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
41	1615.13	1376.07	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
42	1615.13	1376.07	260×20	170×10	25	4×M16	6×M20
43	1119.12	954.80	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
44	1119.12	954.80	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20
45	330.28	301.47	260×15	170×10	20	4×M16	4×M20

Tablo B.3: Çaprazların Birleşim Hesaplarında Kesit Kontrolleri

Detay No	Çapraz Profil					Flanş Levhası				
	F_n (cm ²)	F (cm ²)	σ^* (kN/cm ²)	η_F	η_σ	F_n (cm ²)	F (cm ²)	σ^* (kN/cm ²)	η_F	η_σ
1	168.40	200.80	12.25	0.84	0.40	81.00	96.00	11.22	0.84	0.36
2	168.40	200.80	12.25	0.84	0.40	81.00	96.00	11.22	0.84	0.36
3	168.40	200.80	16.27	0.84	0.53	81.60	96.00	14.78	0.85	0.48
4	134.41	163.29	16.88	0.82	0.55	60.50	72.50	16.09	0.83	0.52
5	134.41	163.29	16.81	0.82	0.55	60.50	72.50	16.02	0.83	0.52
6	134.41	163.29	16.81	0.82	0.55	60.50	72.50	16.02	0.83	0.52
7	136.53	163.29	12.37	0.84	0.40	49.20	58.00	14.22	0.85	0.46
8	136.53	163.29	12.37	0.84	0.40	49.20	58.00	14.22	0.85	0.46
9	136.53	163.29	4.76	0.84	0.15	49.20	58.00	5.47	0.85	0.18
10	168.40	200.80	9.96	0.84	0.32	81.60	96.00	9.05	0.85	0.29
11	168.40	200.80	9.96	0.84	0.32	81.60	96.00	9.05	0.85	0.29
12	168.40	200.80	12.34	0.84	0.40	81.60	96.00	11.21	0.85	0.36
13	136.53	163.29	12.69	0.84	0.41	61.50	72.50	12.09	0.85	0.39
14	136.53	163.29	12.04	0.84	0.39	61.50	72.50	11.47	0.85	0.37
15	136.53	163.29	12.04	0.84	0.39	61.50	72.50	11.47	0.85	0.37
16	136.53	163.29	7.32	0.84	0.24	49.20	58.00	8.42	0.85	0.27
17	136.53	163.29	7.32	0.84	0.24	49.20	58.00	8.42	0.85	0.27
18	136.53	163.29	1.21	0.84	0.04	49.20	58.00	1.39	0.85	0.05
19	127.78	149.00	12.27	0.86	0.40	51.20	60.00	11.49	0.85	0.37
20	127.78	149.00	12.27	0.86	0.40	51.20	60.00	11.49	0.85	0.37
21	127.78	149.00	14.63	0.86	0.47	51.20	60.00	13.70	0.85	0.44
22	99.90	118.00	15.75	0.85	0.51	44.00	52.00	13.48	0.85	0.44
23	99.90	118.00	15.53	0.85	0.50	44.00	52.00	13.29	0.85	0.43
24	99.90	118.00	15.53	0.85	0.50	44.00	52.00	13.29	0.85	0.43
25	99.90	118.00	11.56	0.85	0.38	33.00	39.00	12.19	0.85	0.40
26	99.90	118.00	11.56	0.85	0.38	33.00	39.00	12.19	0.85	0.40
27	99.90	118.00	4.51	0.85	0.15	33.00	39.00	4.75	0.85	0.15
28	127.78	149.00	12.27	0.86	0.40	51.20	60.00	11.49	0.85	0.37
29	127.78	149.00	12.27	0.86	0.40	51.20	60.00	11.49	0.85	0.37
30	127.78	149.00	14.63	0.86	0.47	51.20	60.00	13.70	0.85	0.44
31	99.90	118.00	15.75	0.85	0.51	44.00	52.00	13.48	0.85	0.44
32	99.90	118.00	15.53	0.85	0.50	44.00	52.00	13.29	0.85	0.43
33	99.90	118.00	15.53	0.85	0.50	44.00	52.00	13.29	0.85	0.43
34	99.90	118.00	11.56	0.85	0.38	33.00	39.00	12.19	0.85	0.40
35	99.90	118.00	11.56	0.85	0.38	33.00	39.00	12.19	0.85	0.40
36	99.90	118.00	4.51	0.85	0.15	33.00	39.00	4.75	0.85	0.15
37	127.78	149.00	11.13	0.86	0.36	51.20	60.00	10.42	0.85	0.34
38	127.78	149.00	11.13	0.86	0.36	51.20	60.00	10.42	0.85	0.34
39	127.78	149.00	12.96	0.86	0.42	51.20	60.00	12.13	0.85	0.39
40	99.90	118.00	14.36	0.85	0.47	44.00	52.00	12.29	0.85	0.40
41	99.90	118.00	13.77	0.85	0.45	44.00	52.00	11.78	0.85	0.38
42	99.90	118.00	13.77	0.85	0.45	44.00	52.00	11.78	0.85	0.38
43	99.90	118.00	9.56	0.85	0.31	33.00	39.00	10.08	0.85	0.33
44	99.90	118.00	9.56	0.85	0.31	33.00	39.00	10.08	0.85	0.33
45	99.90	118.00	3.02	0.85	0.10	33.00	39.00	3.18	0.85	0.10

Tablo B.4: Çaprazların Birleşim Hesaplarında Guse Kontrolleri

Detay No	Çekme Kuvveti			Basınç Kuvveti(Whithmore Metodu)						
	b (cm)	P _{emn} (kN)	P _{max} (kN)	b _{g, l} (cm)	i _{g, l} (cm)	λ _{g, l}	w	σ _a (kN/cm ²)	P _{emn} (kN)	P _{max} (kN)
1	51.00	3672.00	2063.59	49.87	0.87	57.58	1.28	11.25	2861.15	2365.73
2	43.40	3124.80	2063.59	49.87	0.87	57.58	1.28	11.25	2861.15	2365.73
3	45.50	3822.00	2739.46	49.87	1.01	49.36	1.21	11.90	3531.11	3087.61
4	38.20	2750.40	2268.92	47.87	0.87	55.27	1.26	11.43	2789.99	2420.29
5	38.20	2750.40	2259.92	47.87	0.87	55.27	1.26	11.43	2789.99	2411.61
6	38.20	2750.40	2259.92	47.87	0.87	55.27	1.26	11.43	2789.99	2411.61
7	38.20	2292.00	1688.21	47.87	0.72	66.33	1.37	10.51	2138.32	1788.18
8	38.20	2292.00	1688.21	47.87	0.72	66.33	1.37	10.51	2138.32	1788.18
9	33.10	1588.80	649.36	36.32	0.58	62.91	1.33	10.83	1337.03	663.17
10	51.00	3060.00	1677.36	49.87	0.72	69.10	1.41	10.21	2164.46	2038.14
11	43.40	2604.00	1677.36	49.87	0.72	69.10	1.41	10.21	2164.46	2038.14
12	45.50	3276.00	2078.02	49.87	0.87	57.58	1.28	11.25	2861.15	2494.76
13	38.20	2292.00	1733.15	47.87	0.72	66.33	1.37	10.51	2138.32	1911.55
14	38.20	2292.00	1644.24	47.87	0.72	66.33	1.37	10.51	2138.32	1843.07
15	38.20	2292.00	1644.24	47.87	0.72	66.33	1.37	10.51	2138.32	1843.07
16	38.20	1833.60	999.80	47.87	0.58	82.91	1.59	9.06	1473.96	1134.09
17	38.20	1833.60	999.80	47.87	0.58	82.91	1.59	9.06	1473.96	1134.09
18	33.10	1588.80	164.80	36.32	0.58	62.91	1.33	10.83	1337.03	184.45
19	67.80	4068.00	1568.42	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	1939.70
20	58.00	3480.00	1568.42	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	1939.70
21	60.00	3600.00	1869.88	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	2266.01
22	48.50	2910.00	1573.54	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1732.83
23	48.50	2910.00	1551.47	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1707.02
24	48.50	2910.00	1551.47	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1707.02
25	48.50	2328.00	1155.29	54.87	0.58	95.03	1.82	7.91	1476.00	1219.12
26	48.50	2328.00	1155.29	54.87	0.58	95.03	1.82	7.91	1476.00	1219.12
27	42.00	2016.00	450.13	43.32	0.58	75.03	1.49	9.66	1423.47	467.31
28	67.80	4068.00	1568.42	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	1939.70
29	58.00	3480.00	1568.42	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	1939.70
30	60.00	3600.00	1869.88	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	2266.01
31	48.50	2910.00	1573.54	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1732.83
32	48.50	2910.00	1551.47	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1707.02
33	48.50	2910.00	1551.47	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1707.02
34	48.50	2328.00	1155.29	54.87	0.58	95.03	1.82	7.91	1476.00	1219.12
35	48.50	2328.00	1155.29	54.87	0.58	95.03	1.82	7.91	1476.00	1219.12
36	42.00	2016.00	450.13	43.32	0.58	75.03	1.49	9.66	1423.47	467.31
37	68.60	4116.00	1422.64	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	1860.77
38	58.20	3492.00	1422.64	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	1860.77
39	60.30	3618.00	1655.96	58.87	0.72	81.57	1.56	9.23	2309.42	2142.08
40	48.80	2928.00	1434.95	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1648.62
41	48.80	2928.00	1376.07	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1615.13
42	48.80	2928.00	1376.07	54.87	0.72	76.03	1.50	9.60	2238.59	1615.13
43	48.80	2342.40	954.80	54.87	0.58	95.03	1.82	7.91	1476.00	1119.12
44	48.80	2342.40	954.80	54.87	0.58	95.03	1.82	7.91	1476.00	1119.12
45	42.10	2020.80	301.47	43.32	0.58	75.03	1.49	9.66	1423.47	330.29

Tablo B.5: Çaprazların Birleşim Hesaplarında Bulon Tahkikleri

Detay No	Gövde Levhası			Flanş Levhası			P _{emn} (kN)	P _{max} (kN)
	N _s (kN)	N _I (kN)	N _{min} (kN)	N _s (kN)	N _I (kN)	N _{min} (kN)		
1	163.98	103.36	103.36	184.48	449.62	184.48	2833.94	2365.73
2	163.98	103.36	103.36	184.48	449.62	184.48	2833.94	2365.73
3	163.98	103.36	103.36	184.48	449.62	184.48	3571.86	3087.61
4	163.98	72.35	72.35	184.48	387.60	184.48	2647.89	2420.29
5	163.98	72.35	72.35	184.48	387.60	184.48	2647.89	2411.61
6	163.98	72.35	72.35	184.48	387.60	184.48	2647.89	2411.61
7	163.98	72.35	72.35	155.02	284.24	155.02	2149.59	1788.18
8	163.98	72.35	72.35	155.02	284.24	155.02	2149.59	1788.18
9	163.98	72.35	72.35	155.02	284.24	155.02	1529.53	663.17
10	163.98	103.36	103.36	184.48	449.62	184.48	2627.22	2038.14
11	163.98	103.36	103.36	184.48	449.62	184.48	2627.22	2038.14
12	163.98	103.36	103.36	184.48	449.62	184.48	2627.22	2494.76
13	163.98	72.35	72.35	155.02	355.30	155.02	2149.59	1911.55
14	163.98	72.35	72.35	155.02	355.30	155.02	2149.59	1843.07
15	163.98	72.35	72.35	155.02	355.30	155.02	2149.59	1843.07
16	163.98	72.35	72.35	155.02	284.24	155.02	1529.53	1134.09
17	163.98	72.35	72.35	155.02	284.24	155.02	1529.53	1134.09
18	163.98	72.35	72.35	155.02	284.24	155.02	1529.53	184.45
19	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	1939.70
20	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	1939.70
21	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	2266.01
22	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1732.83
23	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1707.02
24	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1707.02
25	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	1219.12
26	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	1219.12
27	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	467.31
28	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	1939.70
29	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	1939.70
30	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	2266.01
31	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1732.83
32	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1707.02
33	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1707.02
34	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	1219.12
35	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	1219.12
36	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	467.31
37	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	1860.77
38	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	1860.77
39	163.98	113.70	113.70	155.02	270.03	155.02	2314.97	2142.08
40	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1648.62
41	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1615.13
42	163.98	103.36	103.36	128.11	226.10	128.11	1950.78	1615.13
43	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	1119.12
44	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	1119.12
45	163.98	103.36	103.36	128.11	193.80	128.11	1438.34	330.29

Tablo B.6: Guse Üzerinde Moment Oluşmaması için Gerekli Boyutların Hesabı

Detay No	e_b (cm)	e_c (cm)	β (cm)	$\tan\theta$	α (cm)	R (cm)	V_c (kN)	H_c (kN)	V_b (kN)	H_b (kN)
1	2.75	30.00	28.00	2.37	35.00	71.91	921.20	987.00	90.48	1151.50
2	24.50	30.00	20.00	2.37	75.39	114.40	413.57	620.36	506.63	1559.07
3	24.50	30.00	20.40	2.02	60.81	101.30	621.77	914.37	746.74	1853.40
4	24.50	30.00	18.00	2.81	89.53	126.86	343.41	572.34	467.41	1708.09
5	24.50	30.00	18.00	2.81	89.53	126.86	342.17	570.29	465.74	1701.96
6	24.50	27.50	18.00	2.81	92.03	126.86	342.17	522.77	465.74	1749.49
7	24.50	27.50	18.00	2.81	92.03	126.86	253.72	387.63	345.34	1297.22
8	24.50	25.00	18.00	2.81	94.53	126.86	253.72	352.39	345.34	1332.46
9	24.50	25.00	16.00	3.75	126.88	157.18	67.51	105.48	103.37	535.30
10	2.50	30.00	28.00	2.37	42.24	78.41	727.80	779.78	64.98	1097.85
11	24.50	30.00	20.00	2.37	75.39	114.40	356.31	534.46	436.47	1343.18
12	24.50	30.00	20.50	2.02	61.01	101.53	503.73	737.16	602.01	1499.17
13	24.50	30.00	18.00	2.81	89.53	126.86	271.22	452.04	369.16	1349.05
14	24.50	30.00	18.00	2.81	89.53	126.86	261.51	435.84	355.94	1300.72
15	24.50	27.50	18.00	2.81	92.03	126.86	261.51	399.52	355.94	1337.04
16	24.50	27.50	18.00	2.81	92.03	126.86	160.91	245.84	219.02	822.72
17	24.50	25.00	18.00	2.81	94.53	126.86	160.91	223.49	219.02	845.07
18	24.50	25.00	16.00	3.75	126.88	157.18	18.78	29.34	28.75	148.89
19	2.75	30.00	35.00	1.74	35.57	75.66	897.34	769.15	70.50	911.84
20	25.00	30.00	25.00	1.74	56.84	100.21	483.92	580.70	483.92	1100.28
21	25.00	30.00	25.00	1.48	44.16	89.44	633.40	760.08	633.40	1118.76
22	25.00	30.00	21.80	2.06	66.53	107.27	352.15	484.61	403.84	1074.62
23	25.00	30.00	21.80	2.06	66.53	107.27	346.90	477.39	397.82	1058.61
24	25.00	27.50	21.80	2.06	69.03	107.27	346.90	437.61	397.82	1098.39
25	25.00	27.50	21.80	2.06	69.03	107.27	247.75	312.53	284.12	784.45
26	25.00	25.00	21.80	2.06	71.53	107.27	247.75	284.12	284.12	812.86
27	25.00	25.00	20.00	2.75	98.75	131.68	70.98	88.72	88.72	350.45
28	2.50	2.00	35.00	1.74	63.13	75.16	903.32	51.62	64.52	1629.37
29	25.00	2.00	25.00	1.74	84.84	100.21	483.92	38.71	483.92	1642.27
30	25.00	2.00	25.00	1.48	72.16	89.44	633.40	50.67	633.40	1828.17
31	25.00	2.00	21.80	2.06	94.53	107.27	352.15	32.31	403.84	1526.92
32	25.00	2.00	21.80	2.06	94.53	107.27	346.90	31.83	397.82	1504.17
33	25.00	1.50	21.80	2.06	95.03	107.27	346.90	23.87	397.82	1512.13
34	25.00	1.50	21.80	2.06	95.03	107.27	247.75	17.05	284.12	1079.93
35	25.00	1.00	21.80	2.06	95.53	107.27	247.75	11.36	284.12	1085.62
36	25.00	1.00	20.00	2.75	122.75	131.68	70.98	3.55	88.72	435.63
37	2.50	2.00	35.00	1.74	63.13	75.16	866.56	49.52	61.90	1563.07
38	13.50	2.00	25.00	1.74	64.87	77.16	602.89	48.23	325.56	1564.35
39	13.50	2.00	25.00	1.48	55.10	68.87	777.60	62.21	419.91	1713.88
40	13.50	2.00	22.00	2.06	71.22	81.37	445.73	40.52	273.52	1442.93
41	13.50	2.00	22.00	2.06	71.22	81.37	436.68	39.70	267.96	1413.62
42	13.50	1.50	22.00	2.06	71.72	81.37	436.68	29.77	267.96	1423.54
43	13.50	1.50	22.00	2.06	71.72	81.37	302.57	20.63	185.67	986.37
44	13.50	1.00	22.00	2.06	72.22	81.37	302.57	13.75	185.67	993.25
45	13.50	1.00	20.00	2.75	91.12	98.03	67.39	3.37	45.49	307.03

Tablo B.7: Guseler ile Kirişleri Birleştiren Kaynakların Tahkikleri

Detay No	b (cm)	M (kN.cm)	a (cm)	l (cm)	σ (kN/cm ²)	τ (kN/cm ²)	σ_v (kN/cm ²)	$\sigma_{v.emn}$ (kN/cm ²)
1	50.00	169.19	0.70	50.00	1.64	16.92	17.00	18.70
2	95.00	14132.27	0.90	74.50	12.78	11.91	17.48	18.70
3	81.50	14978.75	1.40	61.00	14.06	11.37	18.08	18.70
4	110.00	16140.40	0.90	89.50	9.96	10.82	14.70	18.70
5	110.00	16082.51	0.90	89.50	9.92	10.78	14.65	18.70
6	112.50	16664.68	1.00	92.00	8.76	9.72	13.08	18.70
7	112.50	12356.66	1.00	92.00	6.50	7.21	9.70	18.70
8	115.00	12788.34	1.00	94.50	6.35	7.20	9.60	18.70
9	142.00	5775.70	1.30	121.50	1.28	1.73	2.15	18.70
10	50.00	591.78	0.70	50.00	2.03	16.14	16.26	18.70
11	95.00	12175.33	0.80	74.50	12.33	11.52	16.87	18.70
12	81.00	12197.55	1.20	61.00	13.16	10.66	16.94	18.70
13	110.00	12747.72	0.90	89.50	7.86	8.55	11.61	18.70
14	110.00	12291.04	0.90	89.50	7.58	8.24	11.20	18.70
15	112.50	12735.96	1.00	92.00	6.69	7.43	10.00	18.70
16	112.50	7836.78	1.00	92.00	4.12	4.57	6.15	18.70
17	115.00	8110.55	1.00	94.50	4.03	4.57	6.09	18.70
18	142.00	1606.42	1.30	121.50	0.36	0.48	0.60	18.70
19	50.00	101.12	0.60	50.00	1.42	15.57	15.64	18.70
20	78.00	8634.16	0.90	60.00	13.12	10.50	16.80	18.70
21	66.50	6908.65	1.20	48.50	13.85	10.11	17.15	18.70
22	88.00	9096.49	0.80	70.00	10.98	9.82	14.73	18.70
23	88.00	8961.00	0.80	70.00	10.82	9.67	14.51	18.70
24	90.50	9458.28	0.80	72.50	10.56	9.68	14.33	18.70
25	90.50	6754.92	0.80	72.50	7.54	6.92	10.23	18.70
26	93.00	7110.06	0.80	75.00	7.37	6.92	10.11	18.70
27	112.00	3792.87	1.00	94.00	1.83	1.90	2.64	18.70
28	103.00	766.63	0.60	78.00	1.35	17.68	17.73	18.70
29	107.00	15167.09	0.90	87.90	9.94	10.60	14.53	18.70
30	94.00	15934.55	1.00	76.00	13.01	12.35	17.94	18.70
31	116.00	14750.24	1.00	96.90	7.04	8.04	10.69	18.70
32	116.00	14530.54	1.00	96.90	6.94	7.93	10.53	18.70
33	116.50	14630.00	1.00	97.10	6.94	7.95	10.56	18.70
34	116.50	10448.46	1.00	97.10	4.96	5.68	7.54	18.70
35	117.00	10519.49	1.00	96.80	5.01	5.73	7.61	18.70
36	136.00	4857.54	1.20	115.80	1.27	1.60	2.04	18.70
37	78.00	742.77	0.80	78.00	0.98	12.79	12.82	18.70
38	85.50	7200.94	0.80	67.40	9.33	14.86	17.54	18.70
39	78.50	6655.99	1.00	60.40	9.45	14.67	17.45	18.70
40	92.00	6897.76	0.80	73.90	7.31	12.47	14.46	18.70
41	92.00	6757.64	0.80	73.90	7.16	12.22	14.17	18.70
42	92.50	6824.63	0.80	74.10	7.18	12.27	14.22	18.70
43	92.50	4728.77	0.80	74.10	4.97	8.50	9.85	18.70
44	93.00	4775.19	0.80	73.80	5.04	8.60	9.97	18.70
45	104.00	1779.65	0.90	84.80	1.17	2.06	2.36	18.70

Tablo B.8: Guseler ile Kolonları Birleştiren Kaynakların Tahkikleri

Detay No	a (cm)	l (cm)	F_k (cm ²)	σ (kN/cm ²)	τ (kN/cm ²)	σ_v (kN/cm ²)	$\sigma_{v,emn}$ (kN/cm ²)
1	0.70	40	76.44	12.91	12.05	17.66	18.70
2	0.60	20	41.40	14.98	9.99	18.01	18.70
3	0.90	30	62.46	14.64	9.95	17.70	18.70
4	0.60	20	36.60	15.64	9.38	18.24	18.70
5	0.60	20	36.60	15.58	9.35	18.17	18.70
6	0.60	20	36.60	14.28	9.35	17.07	18.70
7	0.50	20	30.70	12.63	8.26	15.09	18.70
8	0.50	20	30.70	11.48	8.26	14.14	18.70
9	0.30	15	16.26	6.49	4.15	7.70	18.70
10	0.60	40	65.76	11.86	11.07	16.22	18.70
11	0.50	20	34.70	15.40	10.27	18.51	18.70
12	0.70	30	49.14	15.00	10.25	18.17	18.70
13	0.50	20	30.70	14.72	8.83	17.17	18.70
14	0.50	20	30.70	14.20	8.52	16.56	18.70
15	0.50	20	30.70	13.01	8.52	15.55	18.70
16	0.40	20	24.72	9.94	6.51	11.89	18.70
17	0.40	20	24.72	9.04	6.51	11.14	18.70
18	0.30	10	16.26	1.80	1.15	2.14	18.70
19	0.70	40	96.04	8.01	9.34	12.31	18.70
20	0.50	30	45.40	12.79	10.66	16.65	18.70
21	0.60	30	54.24	14.01	11.68	18.24	18.70
22	0.50	30	39.00	12.43	9.03	15.36	18.70
23	0.50	30	39.00	12.24	8.89	15.13	18.70
24	0.40	30	31.36	13.95	11.06	17.81	18.70
25	0.40	30	31.36	9.97	7.90	12.72	18.70
26	0.40	30	31.36	9.06	7.90	12.02	18.70
27	0.40	13	28.48	3.12	2.49	3.99	18.70
28	0.70	40	96.04	0.54	9.41	9.42	18.70
29	0.50	27	45.40	0.85	10.66	10.69	18.70
30	0.50	30	45.40	1.12	13.95	14.00	18.70
31	0.40	27	31.36	1.03	11.23	11.28	18.70
32	0.40	27	31.36	1.01	11.06	11.11	18.70
33	0.40	27	31.36	0.76	11.06	11.09	18.70
34	0.40	20	31.36	0.54	7.90	7.92	18.70
35	0.40	20	31.36	0.36	7.90	7.91	18.70
36	0.40	10	28.48	0.12	2.49	2.50	18.70
37	0.60	40	82.56	0.60	10.50	10.51	18.70
38	0.50	30	45.90	1.05	13.13	13.18	18.70
39	0.50	30	45.90	1.36	16.94	17.00	18.70
40	0.50	30	39.90	1.02	11.17	11.22	18.70
41	0.50	30	39.90	0.99	10.94	10.99	18.70
42	0.50	30	39.90	0.75	10.94	10.97	18.70
43	0.50	25	39.90	0.52	7.58	7.60	18.70
44	0.50	25	39.90	0.34	7.58	7.59	18.70
45	0.40	10	28.88	0.12	2.33	2.34	18.70

Tablo B.9: Çaprazları Birleştiren Guselerin Kaynaklarının Tahkikleri

Detay No	a (cm)	l (cm)	F _k (cm ²)	θ	H (cm)	V (cm)	σ (kN/cm ²)	τ (kN/cm ²)	σ _v (kN/cm ²)	σ _{v.emn} (kN/cm ²)
1, 2	0.9	75	131.76	44.22	1695.47	1649.86	12.33	12.87	17.95	18.70
3	1.2	75	174.24	37.38	2453.49	1874.50	14.26	14.08	17.72	18.70
4, 5, 6	0.9	75	131.76	50.85	1527.93	1877.02	11.58	11.60	18.37	18.70
7, 8	0.8	75	117.44	50.85	1128.88	1386.80	11.45	9.61	15.23	18.70
9	0.8	75	117.44	60.14	330.21	575.11	9.17	2.81	5.65	18.70
10, 11	0.8	75	117.44	44.22	1460.70	1421.40	12.79	12.44	17.35	18.70
12	1.0	75	146.00	37.38	1982.39	1514.58	14.36	13.58	17.09	18.70
13, 14, 15	0.8	75	117.44	50.85	1206.77	1482.48	11.59	10.28	16.28	18.70
16, 17	0.8	75	117.44	50.85	715.95	879.53	11.19	6.10	9.66	18.70
18	0.8	75	117.44	60.14	91.84	159.96	8.80	0.78	1.57	18.70
19, 20	0.8	75	117.44	30.14	1677.51	973.86	15.51	14.28	16.52	18.70
21	0.9	75	131.76	22.02	2100.70	849.63	16.96	15.94	17.20	18.70
22, 23, 24	0.8	75	117.44	38.27	1360.50	1073.20	14.21	11.58	14.76	18.70
25, 26	0.8	75	117.44	38.27	957.17	755.04	14.08	8.15	10.38	18.70
27	0.8	75	117.44	50.03	300.17	358.16	11.65	2.56	3.98	18.70
28, 29	0.8	75	117.44	30.14	1677.51	973.86	15.51	14.28	16.52	18.70
30	0.9	75	131.76	22.02	2100.70	849.63	16.96	15.94	17.20	18.70
31, 32, 33	0.8	75	117.44	38.27	1360.50	1073.20	14.21	11.58	14.76	18.70
34, 35	0.8	75	117.44	38.27	957.17	755.04	14.08	8.15	10.38	18.70
36	0.8	75	117.44	50.03	300.17	358.16	11.65	2.56	3.98	18.70
37, 38	0.8	75	117.44	30.14	1609.25	934.23	15.81	13.70	15.84	18.70
39	0.8	75	117.44	22.02	1985.81	803.16	16.88	16.91	18.24	18.70
40, 41, 42	0.8	75	117.44	38.27	1294.38	1021.04	13.92	11.02	14.04	18.70
43, 44	0.8	75	117.44	38.27	878.65	693.11	13.85	7.48	9.53	18.70
45	0.8	75	117.44	50.03	212.16	253.14	11.43	1.81	2.81	18.70

EK C KOLON – KİRİŞ BİRLEŞİM HESAP SONUÇLARI

Bu bölümde, yapıda kullanılan çaprazların birleşim hesapları Bölüm 4.8’de örnekleme yapıldığı şekilde tablolar halinde verilmiştir. Tablolar şu şekildedir:

Tablo C.1’de tablolarda kullanılan detay numaralarının yapıdaki konumları tarif edilmiştir.

Tablo C.2’de kiriş-kolon birleşim hesaplarında kullanılan levha ebatları ve dikkate alınan kuvvetler belirtilmiştir. Çerçeve kirişlerinin kolonlara ankastre bağlantılarda taşıma kapasitesine göre çözüm yapıldığından plastik mafsal yaklaşımıyla deprem yönetmeliğindeki değerler hesaplarda kullanılmıştır. Konsolların kolonlara bağlantısında ise Yük 1 yüklemesinden elde edilen değerlere göre elastik çözüm yapılmış deprem yönetmeliğindeki şartlara uyulması aranmamıştır.

Tablo C.3’de takviye levhalarının kiriş başlığına köşe kaynaklı, kolon başlığına ise tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşimleri tahkik edilmiştir. Çerçeve kirişlerinin birleşimlerinde deprem yönetmeliğinin şart koştuğu arttırılmış emniyet gerilmeleri kullanılırken, konsol kirişlerde arttırılmamış değerler dikkate alınmıştır.

Tablo C.4’de kayma levhalarının kiriş gövdesine köşe kaynaklı, kolon başlığına ise tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşimleri tahkik edilmiştir. Takviye levhalarının kaynak hesabında olduğu gibi çerçeve kirişlerinin birleşimlerinde de deprem yönetmeliğinin şart koştuğu arttırılmış emniyet gerilmeleri kullanılırken, konsol kirişlerde arttırılmamış değerler dikkate alınmıştır.

Tablo C.5’de kolon gövdesi üzerinde oluşan kayma bölgesi için yapılan tahkikler gösterilmiştir. Bu tahkikler, S1 kolonlarına birleşen bütün çerçeve kirişlerin ve S2 kolonlarına sadece Y ekseninde birleşen çerçeve kirişlerin birleşim hesaplarında yapılmıştır. S2 kolonlarına X ekseninde birleşen çerçeve kirişleri kolon gövdesine birleştikleri için kayma bölgesi incelemesine gerek olmamıştır.

Tablo C.6’da kolon gövdesi üzerinde oluşan kayma bölgesi için yapılan tahkikler gösterilmiştir. Bu tahkikler, S1 kolonlarına birleşen bütün çerçeve kirişlerin ve S2 kolonlarına sadece Y ekseninde birleşen çerçeve kirişlerin birleşim hesaplarında yapılmıştır. S2 kolonlarına X ekseninde birleşen çerçeve kirişleri kolon gövdesine birleştikleri için kayma bölgesi incelemesine gerek olmamıştır. Konsol kirişlerin birleşiminde deprem yönetmeliğinde aranan kolon başlığı kalınlığının sınırları aranmamıştır, sadece temas bölgesinde basınç gerilmesi incelemesi yapılmıştır..

Tablo C.7’de deprem yönetmeliğinin şart koştuğu, kiriş-kolon birleşiminde kullanılan elemanların eğilme dayanımının kolona birleşen çerçeve kirişinin artırılmış eğilme dayanımından daha büyük olduğu gösterilmiştir.

Tablo C.1: Hesap Tablolarında Kullanılan Detay Numaralarının Açılımı

Çerçeve Kirişlerinin Kolonlara Bağlantısı				
Detay No	Kat	Kolon Profil	Kiriş Profil	Aks
1	1, 2, 3	S1	IPB 500	B, L
2	4, 5, 6	S1	IPB 500	B, L
3	7, 8, 9, 10	S1	IPB 500	B, L
4	1, 2, 3	S2	IPB 500	C ~ K
5	4, 5, 6	S2	IPB 500	C ~ K
6	7, 8, 9, 10	S2	IPB 500	C ~ K
7	1, 2, 3	S1	IPE 500	3, 6
8	4, 5, 6	S1	IPE 500	3, 6
9	7, 8, 9, 10	S1	IPE 500	3, 6
10	1, 2, 3	S2	IPE 500	3, 6
11	4, 5, 6	S2	IPE 500	3, 6
12	7, 8, 9, 10	S2	IPE 500	3, 6
13	1, 2, 3	S2	IPE 270	3, 6 *
14	4, 5, 6	S2	IPE 270	3, 6 *
15	7, 8, 9, 10	S2	IPE 270	3, 6 *
16	1, 2, 3	S2	IPE 270	3, 6
17	4, 5, 6	S2	IPE 270	3, 6
18	7, 8, 9, 10	S2	IPE 270	3, 6
Konsol Kirişlerinin Kolonlara Bağlantısı				
Detay No	Kat	Kolon Profil	Kiriş Profil	Aks
19	1, 2, 3	S1	Yapma Kiriş	B, L
20	4, 5, 6	S1	Yapma Kiriş	B, L
21	7, 8, 9, 10	S1	Yapma Kiriş	B, L
22	1, 2, 3	S2	Yapma Kiriş	C ~ K
23	4, 5, 6	S2	Yapma Kiriş	C ~ K
24	7, 8, 9, 10	S2	Yapma Kiriş	C ~ K
25	1, 2, 3	S1	IPE 500	3, 6
26	4, 5, 6	S1	IPE 500	3, 6
27	7, 8, 9, 10	S1	IPE 500	3, 6

* 3 , 6 aksları üzerindeki kirişlerin sadece C ve K aksları üzerindeki birleşimlerinde.

Tablo C.2: Kiriş-Kolon Birleşim Hesaplarında Kullanılan Değerleri

Çerçeve Kirişlerinin Kolonlara Bağlantısı												
Detay No	Kiriş	Kolon	Takviye Lev.			Kayma Lev.			S _h (cm)	V _{max} (kN)	V _e (kN)	M _f (kN.cm)
			l (cm)	b (cm)	t (cm)	h (cm)	l (cm)	t (cm)				
1	IPB1500	S1	18.5	34	2.4	31	5.0	1.2	48.50	129.98	441.57	102945.09
2	IPB1500	S1	18.5	34	2.4	31	5.0	1.2	46.00	129.74	439.40	102904.98
3	IPB1500	S1	18.5	34	2.4	31	5.0	1.2	43.50	144.87	452.63	103149.65
4	IPB1500	S2	18.5	34	2.4	31	5.0	1.2	48.50	122.02	433.61	102797.83
5	IPB1500	S2	18.5	34	2.4	31	5.0	1.2	46.00	122.02	431.68	102762.16
6	IPB1500	S2	18.5	34	2.4	31	5.0	1.2	43.50	124.99	432.75	102781.87
7	IPE 500	S1	16	24	1.6	30	5.0	1.0	46.00	60.61	305.35	57541.59
8	IPE 500	S1	16	24	1.6	30	5.0	1.0	43.50	60.81	303.41	57510.62
9	IPE 500	S1	16	24	1.6	30	5.0	1.0	41.00	63.69	304.19	57523.12
10	IPE 500	S2	16	24	1.6	30	5.0	1.0	19.10	57.78	281.34	57466.98
11	IPE 270	S2	15	16	1.1	15	5.0	0.7	18.10	57.26	106.42	13329.37
12	IPE 500	S2	16	24	1.6	30	5.0	1.0	18.90	57.92	281.34	57551.31
13	IPE 270	S2	15	16	1.1	15	5.0	0.7	17.90	57.13	106.26	13358.65
14	IPE 500	S2	16	24	1.6	30	5.0	1.0	19.20	59.42	283.06	57807.61
15	IPE 270	S2	15	16	1.1	15	5.0	0.7	18.20	58.59	107.77	13469.58
16	IPE 270	S2	15	16	1.1	15	5.0	0.7	18.10	57.53	106.69	13333.71
17	IPE 270	S2	15	16	1.1	15	5.0	0.7	17.90	57.53	106.66	13365.21
18	IPE 270	S2	15	16	1.1	15	5.0	0.7	18.70	59.02	108.28	13478.33
Konsol Kirişlerin Kolonlara Bağlantısı												
No	Kiriş	Kolon	Takviye Lev.			Kayma Lev.			V _{max} (kN)	M _{max} (kN.cm)		
			l (cm)	b (cm)	t (cm)	h (cm)	l (cm)	t (cm)				
19	Yapma	S1	15	34	2.8	30	5.0	0.9	185.59	67425.12		
20	Yapma	S1	15	34	2.8	30	5.0	0.9	182.2	65653.83		
21	Yapma	S1	15	34	2.8	30	5.0	0.9	182.14	65616.2		
22	Yapma	S2	15	34	2.8	30	5.0	0.9	180.08	69411.49		
23	Yapma	S2	15	34	2.8	30	5.0	0.9	177.1	67771.98		
24	Yapma	S2	15	34	2.8	30	5.0	0.9	177.11	67777.12		
25	IPE 500	S1	15	24	1.6	20	5.0	0.5	78.22	19217.05		
26	IPE 500	S1	15	24	1.6	20	5.0	0.5	74.06	17968.08		
27	IPE 500	S1	15	24	1.6	20	5.0	0.5	74.00	17950.23		

Tablo C.3: Takviye Levhası Kaynak Tahkikleri

Çerçeve Kirişlerinin Kolonlara Bağlantısı									
No	Kiriş Başlığına Alın ve Köşe Kaynak					Kolon Başlığına Tam Penetrasyonlu Küt Kaynak			
	$a_{\text{alın}}$ (cm)	$a_{\text{köşe}}$ (cm)	F_k (cm ²)	τ (kN/cm ²)	τ_{em} (kN/cm ²)	$a_{\text{küt}}$ (cm ²)	F_k (cm ²)	σ_b (kN/cm ²)	σ_{bem} (kN/cm ²)
1	1.60	1.00	72.88	28.83	28.90	2.40	60.48	33.12	36.00
2	1.60	1.00	72.88	28.82	28.90	2.40	60.48	34.72	36.00
3	1.60	1.00	72.88	28.88	28.90	2.40	60.48	34.81	36.00
4	1.60	1.00	72.88	28.79	28.90	2.40	70.08	29.94	36.00
5	1.60	1.00	72.88	28.78	28.90	2.40	70.08	29.93	36.00
6	1.60	1.00	72.88	28.78	28.90	2.40	70.08	29.93	36.00
7	1.10	0.80	40.22	28.61	28.90	1.60	33.28	34.58	36.00
8	1.10	0.80	40.22	28.60	28.90	1.60	33.28	34.56	36.00
9	1.10	0.80	40.22	28.60	28.90	1.60	33.28	34.57	36.00
10	1.10	0.80	40.22	28.58	28.90	1.60	33.28	34.54	36.00
11	0.70	0.40	18.63	26.50	28.90	1.10	15.18	32.52	36.00
12	1.10	0.80	40.22	28.62	28.90	1.60	33.28	34.59	36.00
13	0.70	0.40	18.63	26.56	28.90	1.10	15.18	32.59	36.00
14	1.10	0.80	40.22	28.75	28.90	1.60	33.28	34.74	36.00
15	0.70	0.40	18.63	26.78	28.90	1.10	15.18	32.86	36.00
16	0.70	0.40	18.63	26.51	28.90	1.10	15.18	32.53	36.00
17	0.70	0.40	18.63	26.57	28.90	1.10	15.18	32.61	36.00
18	0.70	0.40	18.63	26.79	28.90	1.10	15.18	32.88	36.00
Konsol Kirişlerin Kolonlara Bağlantısı									
No	Kiriş Başlığına Köşe Kaynak					Kolon Başlığına Tam Penetrasyonlu Küt Kaynak			
	$a_{\text{alın}}$ (cm)	$a_{\text{köşe}}$ (cm)	F_k (cm ²)	τ (kN/cm ²)	τ_{em} (kN/cm ²)	$a_{\text{küt}}$ (cm ²)	F_k (cm ²)	σ_b (kN/cm ²)	σ_{bem} (kN/cm ²)
19	1.90	1.00	79.78	10.70	11.00	2.80	68.32	12.50	14.00
20	1.90	1.00	79.78	10.42	11.00	2.80	68.32	12.17	14.00
21	1.90	1.00	79.78	10.41	11.00	2.80	68.32	12.17	14.00
22	1.90	1.00	79.78	10.95	11.00	2.80	79.52	11.05	14.00
23	1.90	1.00	79.78	10.75	11.00	2.80	79.52	10.79	14.00
24	1.90	1.00	79.78	10.75	11.00	2.80	79.52	10.79	14.00
25	1.10	0.60	35.54	10.81	11.00	1.60	33.28	11.55	14.00
26	1.10	0.60	35.54	10.11	11.00	1.60	33.28	10.80	14.00
27	1.10	0.60	35.54	10.10	11.00	1.60	33.28	10.79	14.00

Tablo C.4: Kayma Levhası Kaynak Tahkikleri

Çerçeve Kirişlerinin Kolonlara Bağlantısı								
No	Kiriş Gövdesine Köşe Kaynak				Kolon Başlığına Tam Penetrasyonlu Küt Kaynak			
	a (cm)	F _k (cm ²)	τ _k (kN/cm ²)	τ _{em} (kN/cm ²)	a (cm)	F _k (cm ²)	τ _k (kN/cm ²)	τ _{em} (kN/cm ²)
1	0.80	24.80	17.81	18.70	1.20	34.32	12.87	24.00
2	0.80	24.80	17.72	18.70	1.20	34.32	12.80	24.00
3	0.80	24.80	18.25	18.70	1.20	34.32	13.19	24.00
4	0.80	24.80	17.48	18.70	1.20	34.32	12.63	24.00
5	0.80	24.80	17.41	18.70	1.20	34.32	12.58	24.00
6	0.80	24.80	17.45	18.70	1.20	34.32	12.61	24.00
7	0.60	18.00	16.96	18.70	1.00	28.00	10.91	24.00
8	0.60	18.00	16.86	18.70	1.00	28.00	10.84	24.00
9	0.60	18.00	16.90	18.70	1.00	28.00	10.86	24.00
10	0.60	18.00	15.63	18.70	1.00	28.00	10.05	24.00
11	0.40	6.00	17.74	18.70	0.70	9.52	11.18	24.00
12	0.60	18.00	15.63	18.70	1.00	28.00	10.05	24.00
13	0.40	6.00	17.71	18.70	0.70	9.52	11.16	24.00
14	0.60	18.00	15.73	18.70	1.00	28.00	10.11	24.00
15	0.40	6.00	17.96	18.70	0.70	9.52	11.32	24.00
16	0.40	6.00	17.78	18.70	0.70	9.52	11.21	24.00
17	0.40	6.00	17.78	18.70	0.70	9.52	11.20	24.00
18	0.40	6.00	18.03	18.70	0.70	9.52	11.37	24.00
Konsol Kirişlerin Kolonlara Bağlantısı								
No	Kiriş Gövdesine Köşe Kaynak				Kolon Başlığına Tam Penetrasyonlu Küt Kaynak			
	a (cm)	F _k (cm ²)	τ _k (kN/cm ²)	τ _{em} (kN/cm ²)	a (cm)	F _k (cm ²)	τ _k (kN/cm ²)	τ _{em} (kN/cm ²)
19	0.60	18.60	9.98	11.00	0.90	25.38	7.31	11.00
20	0.60	18.60	9.80	11.00	0.90	25.38	7.18	11.00
21	0.60	18.60	9.79	11.00	0.90	25.38	7.18	11.00
22	0.60	18.00	10.00	11.00	0.90	25.38	7.10	11.00
23	0.60	18.00	9.84	11.00	0.90	25.38	6.98	11.00
24	0.60	18.00	9.84	11.00	0.90	25.38	6.98	11.00
25	0.30	7.92	9.88	11.00	0.50	9.50	8.23	11.00
26	0.30	7.92	9.35	11.00	0.50	9.50	7.80	11.00
27	0.30	7.92	9.34	11.00	0.50	9.50	7.79	11.00

Tablo C.5: Kayma Bölgesi Tahkikleri

No	V_p (kN)	V_{ke} (kN)	Kolon Gövdesi Takviye Levhası					
			t_{min} (cm)	$u / 180$ (cm)	V_t (kN)	a (cm)	τ_k (kN/cm ²)	τ_{em} (kN/cm ²)
1	5444.96	3205.69	1.10	1.03	678.13	0.70	17.94	18.70
2	5472.88	3035.52	1.70	0.98	874.64	1.10	18.07	18.70
3	5413.22	3035.52	2.00	0.94	1057.83	1.40	18.68	18.70
4	6785.04	3205.69	1.10	1.03	568.75	0.70	14.51	18.70
5	5660.38	3035.52	1.40	0.98	732.71	0.90	18.48	18.70
6	5489.63	3035.52	2.00	0.94	1043.46	1.40	18.60	18.70
7	5425.92	1480.75	1.10	1.05	313.24	0.70	8.29	18.70
8	4506.48	1421.71	1.10	1.01	332.74	0.70	10.80	18.70
9	3672.00	1421.71	1.10	0.96	372.35	0.70	13.30	18.70

Tablo C.6: Süreklilik Levhası ve Temas Bölgesinde Gerilme Tahkikleri

Çerçeve Kirişlerinin Kolonlara Bağlantısı							
No	Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü			Temas Bölgesine Gerilme Kontrolü			
	t_{cf} (cm)	$0.54\sqrt{(b_{bf} \cdot t_{bf})}$ (cm)	$b_{bf} / 6$ (cm)	f (cm)	t (cm)	σ_b (kN/cm ²)	σ_{bem} (kN/cm ²)
1	6.00	4.49	5.00	16.60	5.20	23.20	23.80
2	5.50	4.49	5.00	16.50	5.90	23.73	23.80
3	5.00	4.49	5.00	13.40	6.60	23.75	23.80
4	6.00	4.49	5.00	17.20	6.20	19.67	23.80
5	5.50	4.49	5.00	15.40	5.80	23.48	23.80
6	5.00	4.49	5.00	13.80	6.40	23.75	23.80
7	6.00	3.05	3.33	15.80	5.20	14.01	23.80
8	5.50	3.05	3.33	14.20	4.70	17.23	23.80
9	5.00	3.05	3.33	12.60	4.20	21.74	23.80
Konsol Kirişlerin Kolonlara Bağlantısı							
No	Temas Bölgesine Gerilme Kontrolü						
	f (cm)	t (cm)	σ_b (kN/cm ²)	σ_{bem} (kN/cm ²)			
19	17.20	5.20	9.55	14.00			
20	16.20	5.90	8.70	14.00			
21	15.20	6.60	8.29	14.00			
22	17.20	6.20	8.24	14.00			
23	16.20	5.80	9.13	14.00			
24	15.20	6.40	8.82	14.00			
25	16.00	5.20	4.62	14.00			
26	15.00	4.70	5.10	14.00			
27	14.00	4.20	6.11	14.00			

Tablo C.7: Eğilme Dayanımı Tahkikleri

No	W_{pb} (cm ³)	W_b (cm ³)	M_{pb} (kN.cm)	0,80.1,1.Da. M_p (kN.cm)
1	4194.24	3949.00	150992.64	100083.46
2	4194.24	3949.00	150992.64	100083.46
3	4194.24	3949.00	150992.64	100083.46
4	4194.24	3949.00	150992.64	100083.46
5	4194.24	3949.00	150992.64	100083.46
6	4194.24	3949.00	150992.64	100083.46
7	1981.44	2194.00	71331.84	55604.74
8	1981.44	2194.00	71331.84	55604.74
9	1981.44	2194.00	71331.84	55604.74
10	1981.44	2194.00	71331.84	55604.74
11	494.56	484.00	17804.16	12266.50
12	1981.44	2194.00	71331.84	55604.74
13	494.56	484.00	17804.16	12266.50
14	1981.44	2194.00	71331.84	55604.74
15	494.56	484.00	17804.16	12266.50
16	494.56	484.00	17804.16	12266.50
17	494.56	484.00	17804.16	12266.50
18	494.56	484.00	17804.16	12266.50

ÖZGEÇMİŞ

17.12.1981 yılında Ankara’da doğan Armağan ERCAN ilk öğrenimini Ankara’da Aykan Koleji’nde, orta öğrenimini İzmir’de Güzelyalı Ortaokulu’nda tamamladı. Selma Yiğitalp Lisesi’nde lise eğitimini 2000 yılında tamamladıktan sonra Ege Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’ne girmeye hak kazandı. Lisans eğitimini burada tamamlamasından sonra 2005 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi’nde yüksek lisans eğitime yapı mühendisliği programında başladı. Şu anda İstanbul Teknik Üniversitesi’nde yüksek lisans eğitime devam etmektedir.