

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT ÇELİK BİR YAPININ 2007 DEPREM
YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASIYICI SİSTEM VE
BİRLEŞİMLERİNİN İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Kamil PARLAKYİĞİT**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

**MEVCUT ÇELİK BİR YAPININ 2007 DEPREM
YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASIYICI SİSTEM VE
BİRLEŞİMLERİNİN İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Kamil PARLAKYİĞİT
(501061082)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Haziran 2008

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Nesrin YARDIMCI
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Cavidan YORGUN (İ.T.Ü.)
Prof.Dr. Zafer ÖZTÜRK (Y.T.Ü.)

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

Çelik yapı kullanımının her geçen gün arttığı ülkemizde, çelik yapılar konusunda yapılan, tanıtıcı hertürlü teknik ve sosyal çalışma, mühendisliğin temeli olan ekonomi, emniyet ve estetik kavramlarında ilerlemeye yardımcı olmaktadır.

Yapılar yükselmekte, daha geniş açıklıklar daha küçük kesitler ile geçilmekte mühendislik vizyonumuzun artışı ile deprem sonucunda yaşanan can kayıpları azalma yönüne doğru gitmektedir.

Mevcut çelik bir yapının, 2007 deprem yönetmeliğine göre taşıyıcı sistem ve birleşimlerini inceliyerek eski yönetmelik ile farklılıklarını ortaya koyduğum bu çalışma ile çelik yapı ve inşaat mühendisliğinin gelişimine ufakta olsa katkıda bulunmanın mutluluğu içindeyim.

Bugünlere kadar gelmem için büyük emekler harcıyan aileme, çalışma süresince desteğini ve güler yüzünü esirgemeyen danışmanım Prof. Nesrin YARDIMCI'ya, teknik her anlamda destek sağlayan Dr. Cüneyt VATANSEVER'e ve tezim süresince her zaman sevgisi ve desteğiyle yanımda olan Yasemin'e teşekkürü borç bilirim.

Mayıs 2008

Mehmet Kamil Parlakyiğit

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	x
SUMMARY	xi
ÖZET	xiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Amacı	5
1.2 İçeriği	5
1.3 Malzeme Karakteristik Değerleri	9
2. YÜK ANALİZİ	11
2.1 Zati Yükler	11
2.2 Kar Yükü	12
2.3 Hareketli Yükler	12
2.4 Rüzgar Yükü	12
2.5 Deprem Yükü	13
3. YAPISAL DÜZENSİZLİKLER	16
3.1 Planda Düzensizlik Durumları	18
3.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları	19
4. MEVCUT YAPININ 1998 YÖNETMELİĞİNE GÖRE KONTROLÜ	21
4.1 Hesapta Dikkate Alınan Büyüklükler	21
4.1.1 Deprem yükünün hesabı	21
4.1.2 Yükleme kombinasyonları	23
4.2 Görelî kat Ötelemesi Kontrolleri	25
4.3 Süneklik Düzeyi Normal Çerçevelerin Sağlaması Gereken Koşullar	26
4.4 Kolon Kiriş Tahkikleri	27
4.4.1 Kolonlarda gerilme tahkikleri	27
4.4.2 Kirişlerde gerilme ve sehim tahkikleri	36
4.5 Kiriş Kolon Birleşimleri	40
4.5.1 Moment aktaran kiriş kolon birleşimleri	40
4.5.2 Moment aktarmayan kiriş kolon birleşimleri	44
4.6 Çapraz Birleşimlerinin Kontrolü	46
4.7 Temel Bağlantılarının Kontrolü	48
4.7.1 Ankastre kolon ayakları	48
4.7.2 Mafsallı kolon ayakları	55
5. YAPININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE KONTROLÜ	59
5.1 Hesapta Dikkate Alınan Büyüklükler	59

5.1.1 Deprem yükünün hesabı.....	59
5.1.2 Yükleme kombinasyonları	61
5.2 Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü	63
5.3 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü.....	63
5.4 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveslerin Sağlaması Gereken Koşullar.....	64
5.4.1 Enkesit koşulları.....	64
5.4.1.1 Başlık genişliği/kalınlığı ve gövde genişliği/kalınlığı kontrolleri.....	65
5.4.1.2 Arttırılmış deprem kuvvetlerine göre kontrol	70
5.4.2 Güçlü kolon zayıf kiriş kontrolü	74
5.4.2.1 Güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün sağlamaması durumu	81
5.5 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin Sağlaması Gereken Koşullar	85
5.5.1 Enkesit koşulları.....	85
5.5.1.1 Başlık genişliği/kalınlığı ve gövde genişliği/kalınlığı kontrolleri.....	86
5.5.1.2 Narinlik oranı sınırı	87
5.5.1.3 Yatay yüklerin dağılımı	88
5.6 Kolonlarda gerilme tahkikleri	90
5.7 Kirişlerde gerilme ve sehîm tahkikleri	97
5.8 Kiriş Kolon Birleşim Kontrolleri	102
5.8.1 Moment aktaran kiriş kolon birleşimleri.....	102
5.8.2 Moment aktarmayan kiriş kolon birleşimleri.....	105
5.8.3 2007 Deprem yönetmeliğine uygun birleşim tasarımı	107
5.8.3.1 Deprem yükü aktaran birleşimler.....	110
5.9 Çarpaz Birleşimlerinin Kontrolü	123
5.10 Temel Bağlantı Kontrolleri	127
5.10.1 Ankastre kolon ayağı	128
5.10.2 Mafsallı kolon ayağı.....	133
6. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME	136
6.1 Yapısal Düzensizlikler	136
6.2 Yapı Süneklik Düzeyi	137
6.3 Deprem Yüğü	138
6.4 Görelî Kat Ötelemesi.....	139
6.5 Birleşim Kontrolleri	140
KAYNAKÇA	144
EKLER.....	145
ÖZGEÇMİŞ.....	158

KISALTMALAR

A(T)	:Spektral İvme Katsayısı
A_o	:Etkin Yer İvmesi Katsayısı
A	:Enkesit alanı
A_k	:Kesme alanı
A_n	:Faydalı enkesit alanı
b	:Genişlik
b_{cf}	:Kolon kesitinin başlık genişliği
b_{bf}	:Kiriş kesitinin başlık genişliği
B_a	:Taşıyıcı sistem elemanının a asal eksenini doğrultusunda tasarıma esas iç kuvvet büyüklüğü
B_{ax}	:Taşıyıcı sistem elemanının a asal eksenini doğrultusunda, x doğrultusundaki depremde oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{ay}	:Taşıyıcı sistem elemanının a asal eksenini doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremde oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_b	:Taşıyıcı sistem elemanının b asal eksenini doğrultusunda tasarıma esas iç kuvvet büyüklüğü
B_{bx}	:Taşıyıcı sistem elemanının b asal eksenini doğrultusunda, x doğrultusundaki depremde oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{by}	:Taşıyıcı sistem elemanının b asal eksenini doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremde oluşan iç kuvvet büyüklüğü
D	:Dairesel halka kesitlerde dış çap
D_a	:Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_b	:Kiriş enkesit yüksekliği
d_c	:Kolon enkesit yüksekliği
E	:Deprem yükü simgesi
E_s	:Yapı çeliği elastisite modülü
g	:Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s ²)
g_i	:Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük
G	:Sabit yük simgesi
H_{ort}	:Düğüm noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin ortalaması
h	:Gövde levhası yüksekliği
H_i	:Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliği)
I	:Bina Önem Katsayısı
ℓ_b	:Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
ℓ_n	:Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallık noktaları arasındaki uzaklık
M_d	:Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_p	:Eğilme momenti kapasitesi
M_{pa}	:Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi

M_{pi}	:Kirişin sol ucu i’de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	:Kirişin sağ ucu j’de hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi
M_{pn}	:İndirgenmiş moment kapasitesi
$M_{pü}$	:Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{vi}	:Kirişin sol ucu i’ deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
M_{vj}	:Kirişin sağ ucu j’ deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
n	:Hareketli Yük Katılım Katsayısı
N_{bp}	:Eksenel basınç kapasitesi
$N_{çp}$	:Eksenel çekme kapasitesi
N_d	:Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
q_i	:Binanın i’inci katındaki toplam hareketli yük
Q	:Hareketli yük simgesi
R	:Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
r_y	:Kiriş başlığının ve gövdenin basınç gerilmeleri etkisindeki bölümünün 1/3’ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı
$R_a(T)$	:Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
$S(T)$	:Spektrum Katsayısı
T	:Bina doğal titreşim periyodu [s]
T_1	:Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]
T_A, T_B	:Spektrum Karakteristik Periyotları [s]
T_m, T_n	:Binanın m’inci ve n’inci doğal titreşim periyotları [s]
V_i	:Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i’inci katına etki eden kat kesme kuvveti
V_t	:Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)
W	:Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
β	:Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
Δi	:Binanın i’inci katındaki azaltılmış görelî kat ötelemesi
$(\Delta i)_{ort}$	:Binanın i’inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi
δ_i	:Binanın i’inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
$(\delta i)_{max}$	:Binanın i’inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi
η_{bi}	:i’inci katta tanımlanan Burulma Düzensizliği Katsayısı
η_{ci}	:i’inci katta tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı
η_{ki}	:i’inci katta tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı
V_d	:Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy}	:Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_e	:Kolon-kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_{ke}	:Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_p	:Kesme kuvveti kapasitesi
V_{pn}	:İndirgenmiş kesme kuvveti kapasitesi
W_p	:Plastik mukavemet momenti
α_i	:Herhangi bir i’inci katta hesaplanan V_{is} / V_{ik} oranı

σ_a	:Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{bem}	:Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi
σ_{em}	:Emniyet gerilmesi

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 3.1 : Yapıda düzensizlik durumları.....	17
Tablo 3.2 : 1998 Deprem Yönetmeliğine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü.....	18
Tablo 3.3 : 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü.....	18
Tablo 3.4 : 1998 Deprem Yönetmeliğine Göre Yumuşak Kat Kontrolü.....	20
Tablo 3.5 : 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Yumuşak Kat Kontrolü.....	20
Tablo 4.1 : Kat Ağırlıkları.....	22
Tablo 4.2 : 1998 Yönetmeliğine GöreYüklemeye Kombinasyonları	24
Tablo 4.3 : Göreli Kat Ötelemesi Kontrolleri	25
Tablo 4.4 : Bulon sayısı ve kuvvet çarpanı	45
Tablo 5.1 : Kat Ağırlıkları.....	60
Tablo 5.2 : 2007 Yönetmeliğine GöreYüklemeye Kombinasyonları	62
Tablo 5.3 : Göreli Kat Ötelemesi Kontrolleri	63
Tablo 5.4 : İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü	64
Tablo 5.5 : Ω_0 Deprem Arttırma Katsayıları.....	65
Tablo 5.6 : Başlık genişliği/Kalınlığı ve Gövde genişliği/Kalınlığı sınır değerleri ..	67
Tablo 5.7 : 1' ve 4' Aksları HE240B Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (t_w) Kontrolü	69
Tablo 5.8 : Kirişlerde b/t, h/tw kontrolleri	70
Tablo 5.9 : 1', 1, 2, 3, 4, 4' Aksları-Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvetler.....	72
Tablo 5.10 : 1, 2, 3, 4 Aksları Ust Kat HE280B Kolonları Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvetleri	73
Tablo 5.11 : HE240B Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü	74
Tablo 5.12 : D_a Arttırma Katsayıları	75
Tablo 5.13 : Birinci Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	79
Tablo 5.14 : İkinci Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	80
Tablo 5.15 : Birinci Kat X yönü, Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolünü Sağlamayan Kolonlar için Kontrol	82
Tablo 5.16 : Birinci Kat Y yönü, Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolünü Sağlamayan Kolonlar için Kontrol	83
Tablo 5.17 : İkinci Kat Y yönü, Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolünü Sağlamayan Kolonlar için Kontrol	84
Tablo 5.18 : Çaprazlarda Yatay Yüklerin Dağılımı	89
Tablo 5.19 : IPE500-HE300M Birleşimi	114
Tablo 5.20 : IPE450-HE300M Birleşimi	117
Tablo 5.21 : IPE450-HE260M Birleşimi	120
Tablo A.1 : Kolonlarda başlık kalınlığı başlık genişliği oranı	145
Tablo A.2 : 1, 2, 3 ve 4 Aksları HE300M Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (t_w) Kontrolü	145

Tablo A.3 : 1, 2, 3 ve 4 Aksları HE300M Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (tw) Kontrolü	146
Tablo A.4 : 2 ve 3 Aksları HE260M Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (tw) Kontrolü.....	146
Tablo B.1 : HE260M Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü	147
Tablo B.2 : HE300M Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü	147
Tablo B.3 : HE280M Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü	148
Tablo C.1 : Üçüncü Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	149
Tablo C.2 : Dördüncü Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü.....	150
Tablo C.3 : Beşinci Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü.....	151
Tablo C.4 : Altıncı Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü.....	152
Tablo D.1 : Birinci Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü	153
Tablo D.2 : İkinci Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü.....	154
Tablo D.3 : Üçüncü Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü	155
Tablo D.4 : Dördüncü Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü	156
Tablo D.5 : Beşinci Kat Çapraz Narinlik Kontrolü.....	157
Tablo D.6 : Altıncı Kat Çapraz Narinlik Kontrolü.....	157

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Tekrarlı yükler altında histeratik çevrim	2
Şekil 1.2 : Merkezi Güçlendirilmiş Çelik Çaprazlı Sistem.....	3
Şekil 1.3 : Dışmerkez Güçlendirilmiş Çelik Çaprazlı Sistem	3
Şekil 1.4 : Yanal burkulma sonucu kapasite kaybı.....	4
Şekil 1.5 : Yapının Bilgisayar Modeli	6
Şekil 1.6 : Kat Dispozisyon Planı	6
Şekil 1.7 : Yapının Enine Görünüşü	7
Şekil 1.8 : Yapının Boyuna Görünüşü	7
Şekil 2.1 : Rüzgar Yük Katsayıları	13
Şekil 4.1 : HE240B Kesiti	28
Şekil 4.2 : HE300M Kesiti	31
Şekil 4.3 : HE260M Kesiti	33
Şekil 4.4 : Moment Aktaran Kiriş Kolon Birleşimi.....	41
Şekil 4.5 : Yükleme Yönüne Bağlı Kesit Tesirleri	41
Şekil 4.6 : Moment Aktarmayan Birleşimler.....	45
Şekil 4.7 : Mevcut Çapraz Birleşimi	46
Şekil 4.8 : Mevcut Ankastre Kolon Ayağı	50
Şekil 4.9 : Mafsallı Kolon Ayağı.....	56
Şekil 5.1 : HE240B Kesiti	68
Şekil 5.2 : Deprem doğrultusuna göre düğüm noktasındaki eğilme kapasiteleri	75
Şekil 5.3 : 1. Kat 18 Nolu Düğüm Noktası X yönü şematik birleşim	76
Şekil 5.4 : 1. Kat 18 Nolu Düğüm Noktası Y yönü şematik birleşim	76
Şekil 5.5 : IPE450 Kesiti	97
Şekil 5.6 : IPE300 Kesiti	99
Şekil 5.7 : IPE200 Kesiti	101
Şekil 5.8 : Moment Aktaran Kiriş Kolon Birleşimi.....	102
Şekil 5.9 : Modelden deprem yönüne göre bulunan kesit tesirleri	103
Şekil 5.10 : Moment Aktarmayan Birleşimler.....	106
Şekil 5.11 : Kayma Bölgesi	109
Şekil 5.12 : Kolon Gövde Takviye Levhaları	110
Şekil 5.13 : Takviyeli Alın Levhalı Birleşim.....	113
Şekil 5.14 : Takviyeli Alın Levhalı Birleşim Tasarım Parametreleri.....	113
Şekil 5.15 : 2007 Yönetmeliğine Göre Çapraz Birleşimi	124
Şekil 5.16 : 2007 Yönetmeliğine Göre Tasarlanan Ankastre Kolon Ayağı	132
Şekil 5.17 : Mafsallı Kolon Ayağı.....	133

STRUCTURAL SYSTEM AND CONNECTION ANALYSES OF AN EXISTING STEEL STRUCTURE ACCORDING TO 2007 TURKISH EARTHQUAKE CODE

SUMMARY

Existing earthquake code has expired and revision requirements occurred as a result of collected data regarding to existing earthquakes and accumulated knowledge about structural behaviour on earthquake mechanism. Consequently, new code was published on 2007 with many explanatory points about earthquake mechanism and steel structures.

Steel structure construction and use of steel as a construction material, is gradually increasing with the help of accumulating technical knowledge about its behaviour and effectiveness. Moreover, steel is a material which has high energy absorption capacity under earthquake forces which provides efficiency and economy during design and construction stages. Regarding to these points, every passing year, number of engineers who are preferring steel in design stages are increasing.

Main propose and the scope of this study is to explore strengthening requirement on structural system and connections of an existing steel structure. Structure has mathematically modeled and analysed with 1998 and 2007 Turkish Earthquake Codes. Design procedure of moment resisting connections were explained and new moment resisting connections designed. Furthermore, differences between calculation methodology and assumptions were discussed.

In first chapter of this study; subject, scope and aims were explained.

In second chapter; load analysis were made on existing structure. Additionally, different load assumptions between 1998 and 2007 Codes were discussed.

In third chapter; irregularity definitions on 1998 and 2007 Turkish Earthquake codes, were explained. Also, regarding to these definitions, existing structure was checked for both plan and vertical direction irregularities.

In fourth chapter; Design checks were made on existing normal behaviour structure. Besides, during this calculation stages, load assumptions and design procedure on 1998 earthquake code were explained.

In fifth chapter; structure was re modeled as a high ductile behaviour structure. 2007 earthquake code and “high ductile structure” design controls were explained and checked on this model. Limitations and compulsory requirements were discussed. Additionally, moment resisting beam-column, and base cloumn connections were re desinged based on 2007 code assumptions.

In sixth chapter; Analysis results were compared, differences between old and new earthquake codes were explained. Suggestions and evaluations were made on new and old design codes.

MEVCUT ÇELİK BİR YAPININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASİYİCİ SİSTEM VE BİRLEŞİMLERİNİN İNCELENMESİ

ÖZET

Büyük bölümü deprem kuşağı üzerinde olan ülkemizde, yaşanan depremler sonucunda elde edilen bilimsel veriler sonucu, mevcut deprem yönetmeliği eskimiş, revizyona ihtiyaç duyulmuş ve 2007 yılında yeni şekli ile yürürlüğe girmiştir.

Teknik bilgi birikiminin artması ve çeliğin betonarmeye göre bir çok yönden daha verimli bir malzeme oluşu nedeniyle, çelik yapı tasarımı ülkemizde her geçen gün artmaktadır. Büyük kesitli yapılar yapmak yerine, yapının deprem kuvveti altında enerji sönümleme kapasitesini arttırarak daha efektif çözümler elde edilebilmektedir. Süneklik düzeyi yüksek çelik sistemler; deprem kuvveti altında enerji sönümleme kapasiteleri ile tasarım esnasında her geçen gün daha çok tercih edilmeye başlanmıştır.

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmanın amacı: 1998 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış mevcut çelik bir yapının, 2007 deprem yönetmeliğinde belirtilen süneklik düzeyi yüksek yapılar kapsamında incelenerek güçlendirme ihtiyacının araştırılmasıdır.

Çalışmanın birinci bölümünde, tezin konu kapsam ve amacı açıklanmıştır.

İkinci bölümde, yük analizi yapılarak yük değerleri verilmiş, 1998 ve 2007 Deprem yönetmeliklerine ait oluşturulan bilgisayar modelinde farklı alınan yüklere değinilmiştir.

Üçüncü bölümde, planda ve düşeyde düzensizlik durumları araştırılmış, eski ve yeni yönetmelikte düzensizliklere ait sınır şartlara göre kontroller yapılarak bu şartlar açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde; mevcut yapının 1998 yönetmeliğinde tasarlandığı şekilde süneklik düzeyi normal çelik yapı olarak tasarım kontrolü yapılmış ve bu kontrol sırasında yönetmelikteki hesap kabulleri ve hesap adımlarına değinilmiştir.

Beşinci bölümde 2007 deprem yönetmeliğine göre yapının süneklik düzeyi yüksek yapı olarak tasarım kontrolü yapılmıştır. Bu kontroller sırasında süneklik düzeyi yüksek çerçeve çapraz ve bunların birleşimlerinde aranan sınır şartlar belirtilmiş, bunların kontrolleri verilmiştir. Yeni yönetmeliğe göre moment aktaran kiriş kolon ve temel bağlantıları için birleşim tasarımı yapılmıştır.

Altıncı bölümde her iki yönetmelikteki farklar ve elde edilen sonuçlara değilinerek yeni yönetmelik ile ilgili değerlendirmelerde bulunulmuştur.

1. GİRİŞ

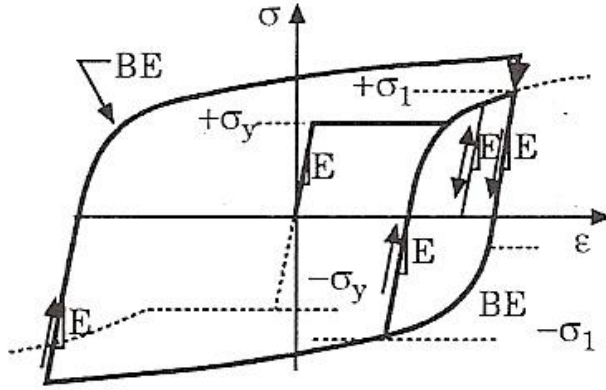
Artan dünya nüfusu ve daralan yaşam alanları karşısında insanlar, yüksek yapılara yönelmekte ve depremlerin sıklıkla yaşandığı bir çok ülke bu yöneliş sürecinde daha dayanıklı malzemeler aramaktadır. Çeliğin yapı sektöründe kullanılmaya başlanması bu ihtiyacın doğal bir sonucu olarak ortaya çıkmıştır.

Uygulaması ve hesap yöntemi açısından betonarmeye oranla daha çok tecrübe ve teknik bilgi gerektirdiğinden, ülkemizde genellikle geniş açıklıkların geçilmesinde ve zorunlu kalındığı durumlar dışında kullanılmayan çelik, yaşanan 1999 depreminden sonra ne kadar önemli bir malzeme olduğunu kanıtlamıştır. Sanayi yapılarında geniş açıklıkların geçilmesine olanak sağlaması, yüksek yapılarda ağırlığı azaltıp imalat yönünden hız kazandırması, sünek bir malzeme oluşu, beton gibi çekme mukavemeti ile basınç mukavemeti arasında 1/10 derecesinde bir fark olmayışı ve mimari anlamda estetik görünümü sayesinde, boyutlandırma ve imalat aşamalarındaki tercih edirliliği her geçen gün artmaktadır.

1994 de meydana gelen Northridge ve 1995 de gelen Hyogo-ken Nanbu (Kobe) depremleri sonrasında, sünek çelik yapılarda, enerji yutma kapasitesinin yüksekliğinin gözlenmiş olması ile çelik malzemesinin ve süneklik kavramının yapıda önemi daha da artmıştır. Yapılan deneyler sonucunda, deprem yükleri altında, süneklik düzeyi yüksek yapıların süneklik düzeyi normal yapılara oranla daha yüksek enerji yutma kapasiteleri olduğu görülmüş ve deprem yükleri altında daha küçük kuvvetlere maruz kaldığı gözlenmiştir. Bunun sonucunda “ R deprem yükü azaltma katsayısı” ortaya çıkmıştır. Bu katsayının belirlenmesinde ve yapının deprem yükleri altındaki sünek davranışını değerlendirmede, çeliğin malzeme olarak enerji yutma kapasitesi ve yapının tasarımında kullanılan güçlendirilmiş çerçeve sistemleri ve güçlendirilmemiş rijit çerçeve sistemlerinin davranışını birlikte incelemek gerekmektedir [1].

Sistem davranışını belirleyen, malzeme enerji yutma özelliği açısından, çeliğin tekrarlı yüklemeler altında gerilme “ σ ” birim şekil değiştirme “ ϵ ” eğrisi incelendiğinde Şekil 1.1 de görülen histeratik çevrimi yaptığı ve bu histeratik

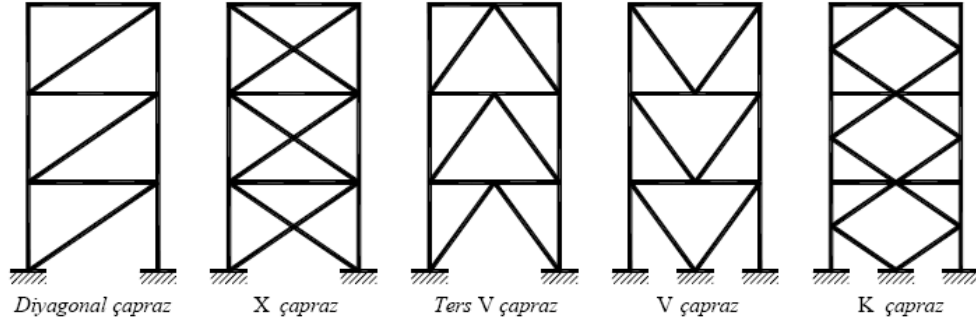
döngünün altında kalan alanın enerji yutma kapasitesini belirlediği görülmüştür. Farklı kesitler ile yapılan çeşitli deneylerde, kesit geometrisi ve eleman narinliğinin (KL/r) bu eğri altında kalan alanı etkilediği görülmüştür.



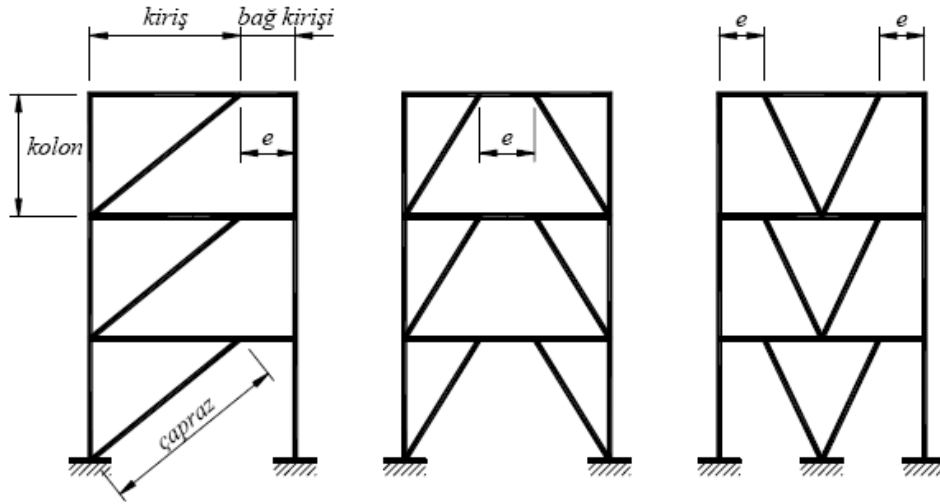
Şekil 1.1 : Tekrarlı yükler altında histeratik çevrim [1]

Yapıya gelen deprem enerjisi (E_D) nin ; yapının cevabı olan kinetik enerji (E_k), yükleme boşaltmalar esnasında harcanan elastik deformasyon enerjisi (E_e) ve plastik mafsallarda harcanan plastik enerji (E_h) nin toplamı olduğu görülmektedir. Plastik mafsallarda harcanan plastik enerjinin, boyutlandırma dikkate alınan çeşitli sınırlamalar ile artırılarak, minimum hasar ile maksimum enerji sönümlene yani optimum çözümler elde edilebilir. Kısacası; bir yapıyı büyük kesitler ile yapmak yerine çeşitli sınırlamalar ile enerji yutma kapasitesini kontrol altında tutarak, deprem yükleri altında davranışını belirlemek daha ekonomik ve avantajlı olacaktır.

Tasarımdan kaynaklanan sistem davranışı incelendiğinde ise, rijit çerçevelerden oluşan sistemler ve güçlendirilmiş çaprazlı sistemler kullanılarak, süneklik düzeyi ve dolayısıyla enerji yutma kapasitesi belirlenebilir. Şekil 1.2 ve Şekil 1.3 de görüldüğü gibi ; mimari ve statik ihtiyaçlar doğrultusunda “merkezi güçlendirilmiş çelik çerçeveler” veya “dışmerkezli güçlendirilmiş çelik çerçeveler olmak üzere” değişik çapraz sistemleri kullanılarak sistem tasarımı yapılabilmektedir. Deprem veya rüzgar yükü, kullanılan bu çaprazlar ile güvenli şekilde temele kadar aktarılabilir.



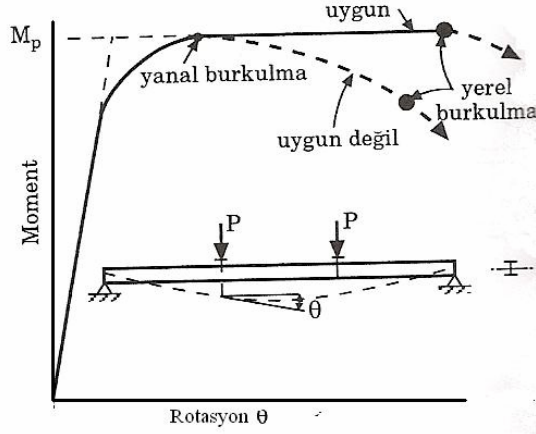
Şekil 1.2 : Merkezi Güçlendirilmiş Çelik Çaprazlı Sistem [1]



Şekil 1.3 : Dışmerkez Güçlendirilmiş Çelik Çaprazlı Sistem [1]

Yükün güvenle aktarılmasını sağlayan; kesit tahkikleri sonucu belirlenmiş olan kesit boyutlarının kullanılmış olması dışında, bunların öngörülmemiş kapasite kayıplarına yol açmayacak şekilde teşkil edilmiş olması da süneklik düzeyinin belirlenmesi ve kontrolü için önemlidir. Süneklik düzeyi yüksek yani enerji yutma kapasitesi fazla çelik bir yapı için kesit tahkikleri dışında olası problemler aşağıda verilmiştir.

- Kesitlerde başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının sınırlandırılmamış olmasından dolayı meydana gelebilecek yanal burkulma, başlık ya da gövde buruşmaları. Şekil 1.4 de bu duruma örnek olabilecek yanal ve yerel burkulma sonucu kapasite düşüşü gözlenmektedir.



Şekil 1.4 : Yanal burkulma sonucu kapasite kaybı [1]

- Plastik mafsalların yerlerinin düzgün ayarlanmamış olması.
- Birleşimlerde kullanılan alın ve guse levhalarında meydana gelebilecek ani buruşmalar.
- Çaprazlarda narinlik sınırının belirlenmemiş olmasından dolayı oluşabilecek burkulma sonucu kapasite kayıpları.
- Kaynak veya bulonlu birleşimlerde tasarımdan kaynaklanan kapasite kayıpları

Bu problemlerin önlenmesi için; yapılan deneylerin ve yaşanan depremlerin sonucu olarak mevcut yönetmelikler revizyonlar geçirmekte ve artan birikim ile daha sünek daha dayanıklı yapılar yapılabilmektedir.

Yukarıda bahsedilen Northridge, 1995 de gelen Hyogo-ken Nanbu (Kobe) depremleri ve ülkemizde gerçekleşen çeşitli depremler, 1 Ocak 1998 tarihinde yürürlüğe giren deprem yönetmeliğinin oluşumuna yardımcı olmuştur. Fakat bu yönetmelikte çelik yapılar için çok kısa ve yetersiz bir bölüm ayrılmıştır. Yaşanan 17 Ağustos 1999 Marmara depremi ve bu deprem sonucunda bölgedeki bir çok yapının hasar görmüş olması; deprem konusundaki bilgi birikiminin artışı sağlamış ve yapı hesap yöntemlerinin gelişimini hızlandırmıştır. Bunun yanında; ülkemizde artan teknolojik imkanlar, uygulamada karşılaşılan aksaklıklar, ilerleyen teknik bilgi birikimi ve yaşanan diğer depremler sonucunda ortaya çıkan veriler kaşısında, mevcut deprem yönetmeliğinde doğal olarak yeniliğe ihtiyaç duyulmuştur.

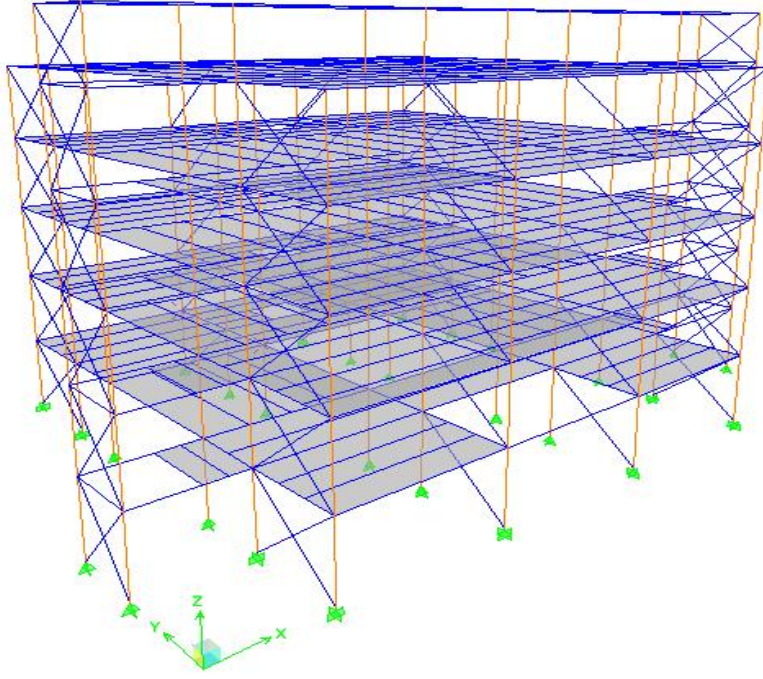
Oluşturulan bir komitenin yoğun çalışmaları ile 6 Mart 2007 tarihinde 26454 sayılı Resmi gazetede yayınlanmış ve 3 Mayıs 2007 tarihinde yürürlüğe girmiştir. Yönetmelik, her ne kadar eksiklikleri ile akademisyenler ve mühendislik camiası tarafından eleştirilse de, eski yönetmeliklerde hemen hemen hiç bahsedilmemiş olan çelik yapılara, başlıca bir bölüm ayırması, yukarıda bahsedilen süneklik kavramındaki enerji yutma kapasitesini etkileyen faktörleri sınırlayarak kontrol altına almaya çalışması ve çelik yapı yapımını teşvik eder biçimde oluşu ile önemlidir.

1.1 Amacı

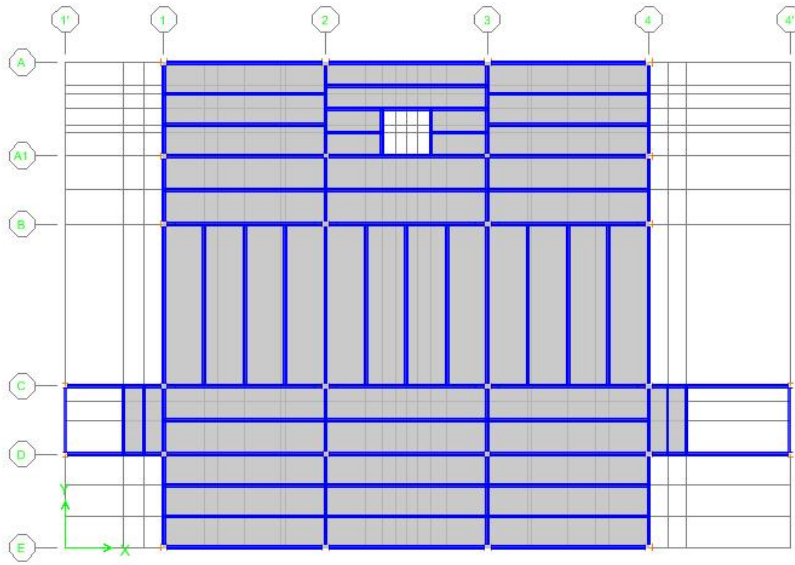
Yüksek lisans tezi kapsamında sunulan bu çalışmada: 1998 deprem yönetmeliğine göre dizayn edilmiş mevcut bir çelik yapının 2007 deprem yönetmeliğine göre “Süneklik düzeyi yüksek çelik yapı” kavramı çerçevesinde incelenmesi ve eksikliklerinin belirlenerek bu kapsamda yeniden tasarımı amaçlanmıştır.

1.2 İçeriği

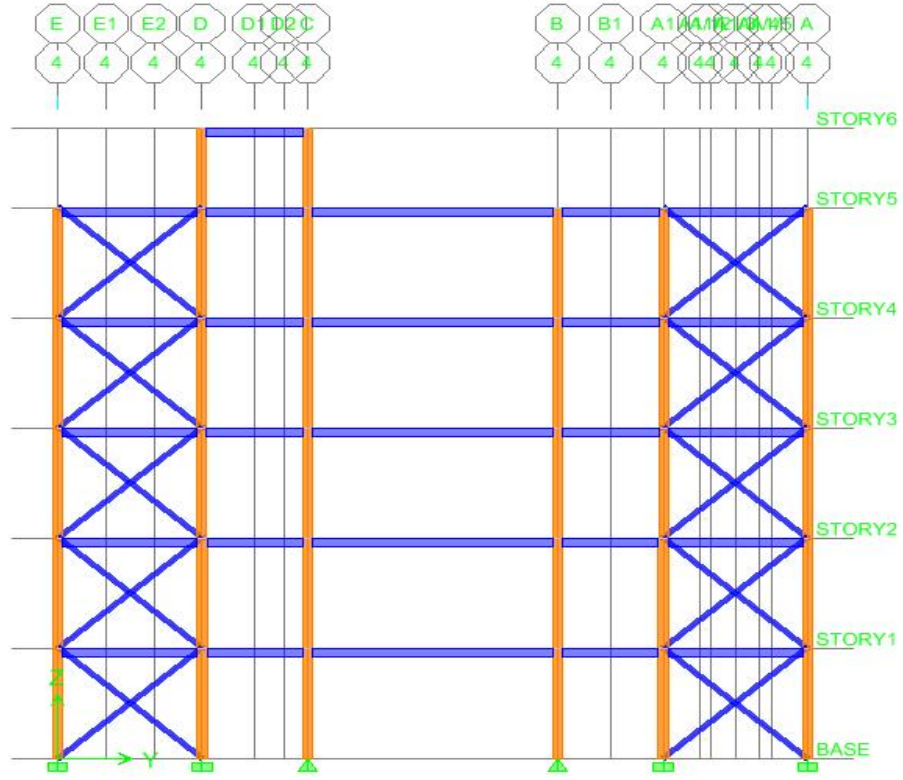
Yapı beş normal ve bir çatı katından oluşan taşıyıcı sistemi çelik çerçeveler ve çaprazlı sistemden oluşan çelik bir yapıdır Şekil 1.5 Kalıp planında da görüldüğü gibi Şekil 1.6 yapının sağ kısmında merdiven sol kısmında ise asansör için düzenlenmiş çıkıntılar vardır. Bunun dışında yapı, geometrisi itibariyle düzgün bir şekile sahiptir. Katlarda döşeme sistemi olarak 12 cm kompozit döşeme sistemi kullanılmıştır. Bu nedenle, döşemenin üzerine oturduğu tali kirişler kompozit kiriş olarak boyutlandırılmıştır. Yapı Y yönünde, yani enine kesitinde, yükleri merkezi çaprazlı sistemle aktaracak şekilde tasarlanmıştır (Şekil 1.7). Boyuna doğrultuda, yani X yönünde ise yükler rijit çerçeveli sistem kullanılarak aktarılmıştır (Şekil 1.8).



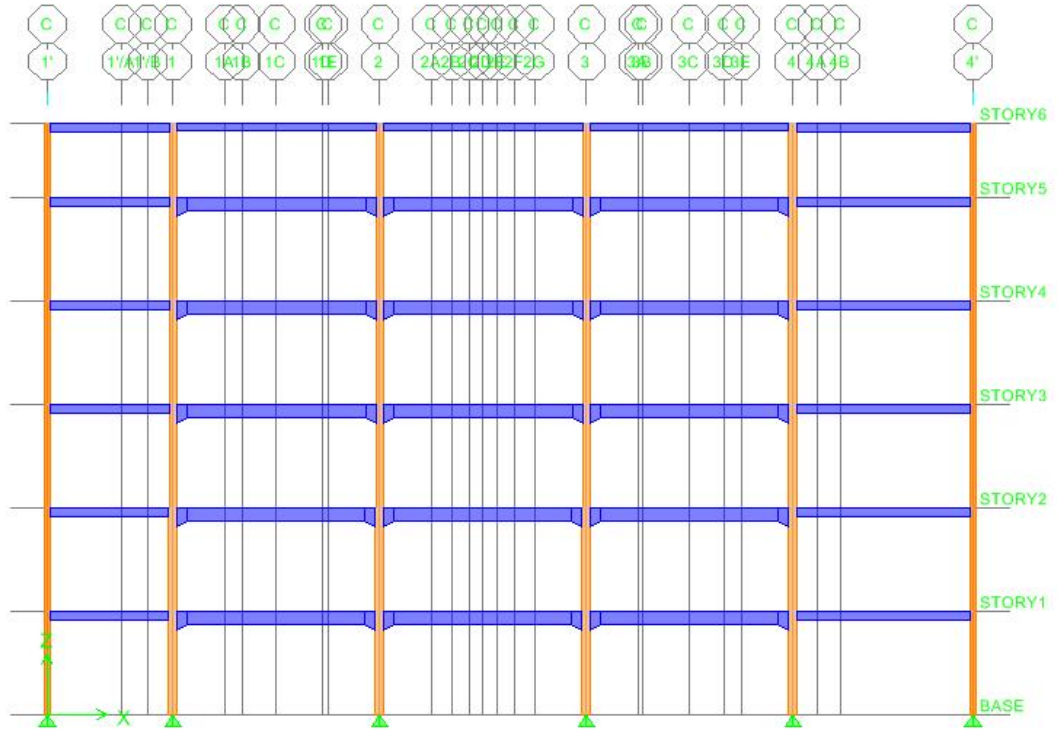
Şekil 1.5 : Yapının Bilgisayar Modeli



Şekil 1.6 : Kat Dispozisyon Planı



Şekil 1.7 : Yapının Enine Görünüşü



Şekil 1.8 : Yapının Boyuna Görünüşü

Yapı hakkındaki bilgilere daha detaylı olarak bakılacak olursa;

Yapı beş normal ve bir çatı katından oluşan 6 katlı çelik bir yapıdır. Toplam yapı yüksekliği: 22.30 m' dir.

Kat yükseklikleri:

Normal katlar: 3.90 x 5 m

Çatı katı : 2.8 m

Yapının yaklaşık olarak kat plan alanı $23.4 \times 23.4 = 547.56 \text{ m}^2$ dir.

Yapı II. Derece Deprem Bölgesinde olup $A_0=0.30$ alınmıştır. [2]

Yapı Z1 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır.

Zemin karakteristik periyotları

$T_A=0.10 \text{ sn}$ $T_B=0.30 \text{ sn}$ ' dir. [2]

Yapı laboratuvar olarak kullanılıyor olup,

Hareketli yük katılım katsayısı $n=0.30$ [2]

Bina önem katsayısı ise $I=1.4$ alınmıştır. [2]

Kullanılan yapısal çelik ise;

Hadde profilleri St-44

Levhalar St-52

Boru Profiller St-37-2 kalitesinde imal edilmiştir.

Döşemelerde C25 kalitesinde beton kullanılmıştır.

Çalışmanın ikinci bölümde; yapıya etki ettirilen düşey ve yatay yüklerin tanımları ve değerleri belirtilmiş, bunların 1998 ve 2007 Deprem yönetmeliklerine göre farklılıklar gösteren kısımları incelenerek her iki yönetmelik ile yapılan çözümlerde dikkate alınan değerler belirtilmiştir.

Üçüncü bölümde; 1998 ve 2007 yönetmeliğinde geçen yapısal düzensizliklere değinilerek mevcut yapıda düzensizlik durumları araştırılmıştır.

Dördüncü bölümde; 1998 Deprem Yönetmeliğine göre dikkate alınan büyüklükler ile hesap yöntemi belirtilmiş ve yapı ETABS V 9.1.4 programı ile modellenerek

mevcut kesitler kontrol edilerek ve mevcut modelin statik anlamda yeterli olduğu doğrulanmıştır.

Beşinci bölümde; ETABS V.9.1.4 programı kullanılarak, 2007 deprem yönetmeliğine göre yapının matematik modeli oluşturulmuş, 1998 deprem yönetmelikleri arasındaki kabul farklarına değinilmiş, doğan ek kuvvetler ve yapıda meydana gelen rahatlama irdelenerek, kesitler kontrol edilmiştir. Yapı, yönetmelikte belirtilen “Eşdeğer Deprem Yüğü” ve “Modal Analiz” metodları ile çözülmüş ve taban kesme kuvveti arasındaki β oran şartı dikkate alınarak modal analizde taban kesme kuvveti arttırımı yapılarak tekrar çözülmüştür. Yönetmelikte verilen süneklik düzeyi yüksek sistemler için gerekli şartlar, mevcut yapı için adım adım irdelenmiş, çerçeve kirişleri ve kolonlarda gerekli stabilite tahkikleri yapılmıştır. Birleşim tahkikleri için gerekli sınır şartlar kontrol edilmiştir. Mevcut moment aktaran kiriş kolon birleşimlerinin, süneklik düzeyi yüksek sistem birleşimi için geçerli, deneyle doğrulanacak şartları kontrol edilemediği için moment aktaran birleşim tasarımı yapılmıştır.

Altıncı bölümde; deprem hesabındaki farklılıklar, süneklik düzeyi yüksek normal sistemler için eski ve yeni yönetmelikte ortaya çıkan farklar, deplasman kontrolleri arasında her iki modelde oluşan değişimler, karşılaştırılarak eski ve yeni yönetmeliğe göre ortaya çıkan sonuçlara ilişkin değerlendirilmelerde bulunulmuştur.

1.3 Malzeme Karakteristik Değerleri

Bu tez çalışması kapsamında, kullanılan malzemelere ait karakteristik değerler aşağıda verildiği gibidir.

Yapı Çeliği

$$E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{St 37 için akma sınır gerilmesi } \sigma_a = 24000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{St 44 için akma sınır gerilmesi } \sigma_a = 27500 \text{ t/m}^2$$

$$\text{St 52 için akma sınır gerilmesi } \sigma_a = 36000 \text{ t/m}^2$$

Betonarme Betonu

$$\text{C25 için } f_{ck}=2500 \text{ t/m}^2$$

$$f_{cd}=1600 \text{ t/m}^2$$

Betonarme Çeliği

Betonarme elemanlarda

$$\text{BÇIII } f_{yk}=42000 \text{ t/m}^2$$

Kompozit döşemede

$$f_{yd}=50000 \text{ t/m}^2$$

2. YÜK ANALİZİ

Yapı hesabında dikkate alınan zati yükler, hareketli yükler, rüzgar yükü, kar yükü, deprem yükleri ve bunların nasıl etkitileceğine ait koşullar; TS498, TS648, TS500 deki yük değerleri ve 1998 deprem yönetmeliği ile 2007 deprem yönetmeliklerindeki deprem yükleme şartları dikkate alınarak aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

2.1 Zati Yükler

Hesapta dikkate alınan asma tavan, kaplama, bölme duvar yükleri, Normal Kat Döşemeleri ve Üst Kat Döşemesi için ayrı ayrı aşağıda verilmiştir. Yapının tüm katlarında 12 cm kalınlığında kompozit döşeme kullanılmıştır. Yapıda tuğla duvar kullanılmamış bunun yerine alçı bölme duvarlar tercih edilmiştir. Çelik konstrüksiyon, betonarme döşeme ve kompozit döşeme sacının ağırlıkları ETABS V9.1.4 programı tarafından hesaba katılmaktadır.

Normal Kat Döşemelerinde :

12 cm 'lik kompozit döşemede:

Kaplama	0,125 t/m ²
Asma Tavan	0.040 t/m ²
Bölme Duvar.....	0.060 t/m ²
$g = 0.225 \text{ t/m}^2$	

Üst Kat Döşemesi :

12 cm 'lik kompozit döşemede:

Kaplama.....	0,075 t/m ²
Asma Tavan	0.040 t/m ²
Eğim Betonu.....	0.200 t/m ²

İzolasyon, koruma betonu vs.....	0.125 t/m ²
Parapet.....	0.020 t/m ²
	$g = 0.460 \text{ t/m}^2$

2.2 Kar Yüğü

Kar yüğü TS-498’de belirtildiğı gibi, yapının bulunduğı yerin denizden yüksekliğıne ve çatının yatı düzlem ile olan açısına bağı olarak hesaplanmaktadır [3]. Kar yağma bölgeleri I, II, III, IV olmak üzere dörde ayrılmıştır. Yapı İstanbul ili Sarıyer ilçesinde olduğı için kar haritalarında belirtilen II. bölge dikkate alınmıştır. Yapının denizden yüksekliğinin 200 metreden az olması nedeniyle aşağıda verilen değıer kar yüğü olarak hesaplarda dikkate alınmış ve çatı eğimi 0-30 arasında olduğı için bu yük için azaltma katsayısı 1 alınmış, yani azaltma yapılmamıştır.

$$P_{ko} = 0.75 \text{ kN/m}^2 \quad (P_{ko} : \text{Kar Yüğü Değıeri})$$

2.3 Hareketli Yüğüler

Yapı hareketli yüğüleri yapı kullanım amacına göre TS498 de belirtildiğı gibi alınmaktadır [3]. Yapı labotatuvar olarak tasarlandığı için aşağıda verilen değıerler hareketli yük olarak hesaplarda kullanılmıştır.

$$\text{Normal Katlarda} \quad q = 0.35 \text{ t/m}^2 \quad (q : \text{Hareketli Yüğü Değıeri})$$

$$\text{Çatı döşemesinde} \quad q_c = 0.2 \text{ t/m}^2 \quad (q_c : \text{Çatı Hareketli Yüğü Değıeri})$$

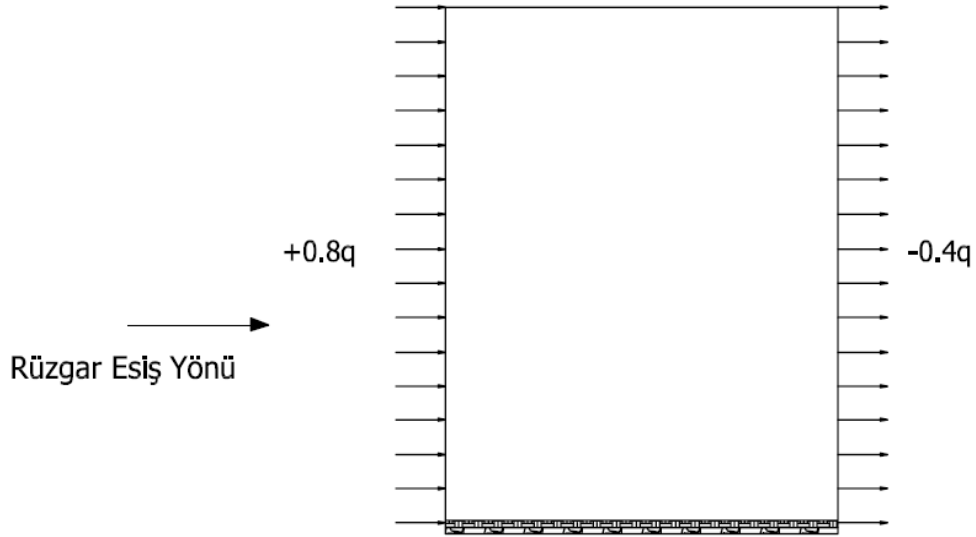
2.4 Rüzgar Yüğü

Rüzgar yüğülerinin belirlenmesinde TS-498’den yararlanılmıştır. Rüzgar yüğü rüzgarın hızına dolayısıyla yapının yüksekliğine göre belirlenmektedir [3]. Yapının yüksekliği 22.30 m olduğı için;

$$q_r = 0.8 \text{ kN/m}^2 \quad (q_r : \text{Rüzgar Yüğü})$$

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

Yapı üst yüzeyine etki eden rüzgar kuvveti Denklem (2.1)'e göre hesaplanır. c_p katsayısı Şekil 2.1 de gösterilmiştir.



Şekil 2.1 : Rüzgar Yük Katsayıları

2.5 Deprem Yüğü

Deprem yüğü yapıya, Deprem Yönetmeliğı'nde belirtilen “Eşdeğer Deprem Yüğü” ve “Modal Analiz” yöntemlerine göre etki ettirilmiştir. Zemin ve yapının özelliklerine bağılı olarak yönetmeliğın öngördüğü değerler dikkate alınmıştır. Elastik Deprem Yüğü için Spektral Katsayısı $A(T)$ her iki yöntemde de %5 sönüm oranı ile Denklem (2.2) ye göre hesaplanmıştır. A_0 etkin yer ivmesi katsayısı olup, 2. derece deprem bölgesi olan yapının bulunduğı alan için 0.3 olarak hesaplarda dikkate alınmıştır. I bina önem katsayısı olup, laboratuvar tipi yapılar için 1.4 olarak dikkate alınmıştır.

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

A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı

I: Bina önem katsayısı

$S(T)$: Spektrum Katsayısı

Denklem (2.2)'de yer alan Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağılı olarak Denklem (2.3) ile hesaplanmıştır

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

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

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

Denklem (2.3)'deki Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , Z_1 tipi zemin için T_A 0.10 sn, T_B 0.30 sn dir.

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere Denklem (2.2)'de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunan deprem yükleri, Denklem (2.4a) ve Denklem (2.4b) de tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısına bölünmüştür.

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

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

Yapının 1998 Deprem Yönetmeliğine göre hesabında, Y yönünde merkezi çelik çaprazlı perdeler kullanılmakta olup $R=3$ ve X yönünde moment aktaran rijit çerçeveler kullanılmış olup $R=5$ katsayıları alınması belirtilmiştir. Bunlardan en elverişsiz durumu verecek olan $R=3$ değeri dikkate alınmıştır [4]. Yapı, süneklik düzeyi normal olarak tasarlanmıştır.

Yapının 2007 Deprem Yönetmeliğine göre hesabında ise X ve Y yönleri için, yeni yönetmelikte 2.5.1.3 maddesinde belirtilen, her sistemin kendi deprem yükü azaltma katsayısı dikkate alınmıştır. Bunun yanında, yapının laboratuvar olarak tasarlanmış olması ve bina önem katsayısının $I=1.4$ olması nedeniyle; yönetmeliğin 2.5.1.5 (b) maddesinde belirtilen “ $I=1.4$ ve $I=1.5$ olan tüm binalarda süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemler veya gerekli şartları sağlaması halinde süneklik düzeyi bakımından karma sistemler kullanılacaktır” ibaresi uyarınca yapı süneklik düzeyi yüksek olarak hesaplanmıştır. Yapının Y yönünde süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı perdelerle yük aktarması dikkate alınarak $R_y=5$, X yönünde süneklik düzeyi yüksek moment aktaran rijit çerçeveler ile yük aktarması dikkate alınarak $R_x=8$ olarak hesaplarda dikkate alınmıştır [4].

1998 Yönetmeliğine göre; ileride gösterilecek olan planda düzensizlik durumlarından herhangi biri olmadığı ve geometri bakımından düzgün bir yapıya sahip olduğu için modal analiz ile hesaplanan taban kesme kuvveti eşdeğer deprem

yükü yöntemiyle hesaplanan taban kesme kuvvetinin %90' ından az olmayacak şekilde tanımlanmıştır.

2007 Yönetmeliğine göre; planda düzensizlik olmaması durumunda eşdeğer statik ve modal analiz sonuçlarında bulunan taban kesme kuvveti arasındaki oran olan " β " değeri 0.9 yerine 0.8 olarak tanımlanmıştır.

Eşdeğer Deprem Yüğü yöntemine göre taban kesme kuvveti V_t Denklem (2.5) ile hesaplanmıştır.

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

Denklem (2.5)'de W , yapının deprem sırasındaki toplam ağırlığıdır ve Denklem (2.6) ile hesaplanmıştır.

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

Denklem (2.6)'daki w_i kat ağırlıkları, Denklem (2.7) ile hesaplanmıştır.

$$w_i = g_i + n q_i \quad (2.7)$$

Denklem (2.7)'deki n , hareketli yük katılım katsayısı olup hesaplarda 0.30 olarak alınmıştır.

3. YAPISAL DÜZENSİZLİKLER

2007 ve 1998 deprem yönetmeliklerinin her ikisinde de yapıda planda ve düşeyde olabilecek düzensizlik durumlarının ne kadarına ne mertebede izin verildiği ve hangilerinin istenmediği belirtilmiştir. Tablo 3.1 de 2007 yönetmeliğine göre düzensizlik durumlarının isimleri ve sağlaması gereken şartlar verilmiştir. 1998 ve 2007 deprem yönetmeliklerinde düzensizlik anlamındaki fark, 1998 deprem yönetmeliğindeki düzensizlik tiplerinde A4 tipi düzensizlik yani; taşıyıcı sistem eleman eksenlerinin paralel olmaması durumunun da verilmiş olmasıdır. Bu durumla karşılaşılması durumunda x ve y yönleri için Denklem (3.1) de verilen deprem yüklemelerinin kullanılması ve eleman iç kuvvetlerinin buna göre bulunması istenmiştir.

$$B_a = \pm B_{ax} \pm 0.30 B_{ay} \quad \text{veya} \quad B_a = \pm 0.30 B_{ax} \pm B_{ay} \quad (3.1)$$

2007 Deprem yönetmeliğinde deprem yüklemesi olarak zaten Denklem (3.1) de verilen yüklemelerden en elverişsizleri kullanıldığı için A4 tipi düzensizlik tanımlanmamıştır.

Tablo 3.1 : Yapıda düzensizlik durumları

<i>A – PLANDA DÜZENSİZLİK DURUMLARI</i>
<u>A1 – Burulma Düzensizliği :</u> Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden <i>Burulma Düzensizliği Katsayısı</i> η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumu. [$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} > 1.2$] <i>Görelî kat ötelemelerinin hesabı, $\pm$ %5 ek dışmerkezlik etkileri de gözönüne alınarak, yapılacaktır.</i>
<u>A2 – Döşeme Süreksizlikleri :</u> 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 durumu, III – Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu
<u>A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması :</u> Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumu.
<i>B – DÜŞEY DOĞRULTUDA DÜZENSİZLİK DURUMLARI</i>
<u>B1 – Komsu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat) :</u> Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki <i>etkili kesme alanı</i> 'nın, bir üst kattaki <i>etkili kesme alanı</i> 'na oranı olarak tanımlanan <i>Dayanım Düzensizliği Katsayısı</i> η_{ci} 'nin 0.80'den küçük olması durumu. [$\eta_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} < 0.80$] <i>Herhangi bir katta etkili kesme alanının tanımı:</i> $\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0.15 \sum A_k$
<u>B2 – Komsu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumusak Kat) :</u> Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan <i>Rijitlik Düzensizliği Katsayısı</i> η_{ki} 'nin 2.0'den fazla olması durumu. [$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{\text{ort}} > 2.0$ veya $\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{\text{ort}} > 2.0$]—(1998 Yönetmeliğinde 1.5 olarak verilmiştir.) <i>Görelî kat ötelemelerinin hesabı, $\pm$ %5 ek dışmerkezlik etkileri de gözönüne alınarak yapılacaktır.</i>
<u>B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği :</u> 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

3.1 Planda Düzensizlik Durumları

(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 (3.2) ile hesaplanan η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumu [2].

$$[\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} > 1.2] \quad (3.2)$$

Burulma düzensizliği için 1998 Deprem yönetmeliğinde belirtilen depremli yükleme durumları kullanılarak en elverişsiz olanlarına ait burulma düzensizliği kontrolleri aşağıda Tablo 3.2 de verilmiştir. Buna göre;1998 yönetmeliğine göre yapıda A1 düzensizliği görülmemiştir.

Tablo 3.2 : 1998 Deprem Yönetmeliğine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat No	$\Delta x_{\min}$	$\Delta x_{\max}$	Δx_{ort}	$\Delta y_{\min}$	$\Delta y_{\max}$	Δy_{ort}	η_x	η_y
1	0,0189	0,0197	0,0193	0,0045	0,0051	0,0048	1,02	1,06
2	0,0208	0,022	0,0214	0,0061	0,0071	0,0066	1,03	1,08
3	0,0197	0,021	0,02035	0,007	0,0082	0,0076	1,03	1,08
4	0,0154	0,0166	0,016	0,0075	0,0086	0,00805	1,04	1,07
5	0,01	0,0113	0,01065	0,0072	0,0082	0,0077	1,06	1,06
6	0,0042	0,0044	0,0043	0,0076	0,0076	0,0076	1,02	1,00

2007 Deprem yönetmeliğinde belirtilen depremli yükleme durumları dikkate alınarak bunlardan en elverişsiz olanlarına ait burulma düzensizliği kontrolleri aşağıda Tablo 3.3 de verilmiştir. Buna göre yapıda 2007 yönetmeliğine göre yapıda A1 düzensizliği görülmemiştir.

Tablo 3.3 : 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat No	$\Delta x_{\min}$	$\Delta x_{\max}$	Δx_{ort}	$\Delta y_{\min}$	$\Delta y_{\max}$	Δy_{ort}	η_x	η_y
1	0,0052	0,0054	0,0053	0,0025	0,0028	0,00265	1,02	1,06
2	0,0058	0,0062	0,006	0,0034	0,004	0,0037	1,03	1,08
3	0,0055	0,006	0,00575	0,0039	0,0046	0,00425	1,04	1,08
4	0,0044	0,0048	0,0046	0,0042	0,0048	0,0045	1,04	1,07
5	0,0029	0,0035	0,0032	0,0041	0,0047	0,0044	1,09	1,07
6	0,0013	0,0014	0,00135	0,0042	0,0043	0,00425	1,04	1,01

(A2) Döşeme Süreksizlikleri

1998 ve 2007 Yönetmeliklerinde verilen A2 döşeme süreksizlik durumu ve buna ait kontroller aşağıdaki gibidir.

Herhangi bir kattaki döşemede;

I - Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumu, [2]

II - Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu, [2]

III - Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu, [2]

Yapının kat alanı :

$$(23.4 \times 23.4) + [(6.8 + 4.75) \times 3.3] = 585.675 \text{ m}^2.$$

Bir kattaki merdiven ve asansör boşluk alanı:

$$(6.8 + 4.75) \times 3.3 = 38.115 \text{ m}^2.$$

$38.115 < 585.675 / 3 = 195.225 \text{ m}^2$ olduğundan yapıda döşeme süreksizliği mevcut değildir.

(A3) Planda Çıkıntılar Bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumudur [2]. Yapının geometrik şekli incelendiğinde yapıda bu düzensizliğin olmadığı gözükmemektedir.

3.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

(B1) Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

Çelik yapılar için geçerli olmadığı için incelenmemiştir.

(B2) Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

1998 Deprem yönetmeliğine göre ; Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesinin bir üst kattaki

ortalama görelî kat ötelemesine oranı olarak tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı, Denklem (3.3) ile hesaplanan η_{ki} 'nin 1.5'tan fazla olması durumunda yumuşak kat durumu söz konusudur [2]. 2007 deprem yönetmeliğinde ise denklem (3.3) de verilen sınır değeri 2 olarak değışmiştir.

$$[\eta_{ki} = (\Delta i)_{ort} / (\Delta i+1)_{ort} > 1.5] \quad (3.3)$$

Yumuşak kat kontrolü Tablo 3.4 ve Tablo 3.5 de verilmiştir. Yapıda yumuşak kat düzensizliği mevcut değildir.

Tablo 3.4 : 1998 Deprem Yönetmeliğine Göre Yumuşak Kat Kontrolü

Kat	$\Delta i_{ort(x)}$	$\eta_{ki(x)}$	$\Delta i_{ort(y)}$	$\eta_{ki(y)}$
1.Kat	0,0193	0,9019	0,0048	0,7273
2.Kat	0,0214	1,109	0,0066	1,375
3.Kat	0,0204	0,951	0,0076	1,152
4.Kat	0,0160	0,786	0,0081	1,059
5.Kat	0,0107	0,666	0,0077	0,957
6.Kat	0,0043	0,404	0,0076	0,987

Tablo 3.5 : 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Yumuşak Kat Kontrolü

Kat	$\Delta i_{ort(x)}$	$\eta_{ki(x)}$	$\Delta i_{ort(y)}$	$\eta_{ki(y)}$
1.Kat	0,0053	0,8833	0,0027	0,7162
2.Kat	0,0060	1,132	0,0037	1,396
3.Kat	0,0057	0,950	0,0043	1,149
4.Kat	0,0046	0,807	0,0045	1,059
5.Kat	0,0032	0,685	0,0044	0,978
6.Kat	0,0013	0,413	0,0043	0,966

(B3) Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

Taşıyıcı sistemin düşey elemanları; kolon veya perdelerin bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara veya kirişlere oturtulması durumu [2].

Yapı düşey elemanları en üst kattan en alt kata kadar sürekli şekilde devam etmekte olup bu tür bir düzensizlik mevcut değildir.

4. MEVCUT YAPININ 1998 YÖNETMELİĞİNE GÖRE KONTROLÜ

4.1 Hesapta Dikkate Alınan Büyüklükler

4.1.1 Deprem yükünün hesabı

1998 deprem yönetmeliğine göre yapının hesabında dikkate alınacak deprem yükünün nasıl bulunacağı bölüm 2.5 te anlatılmıştır. Mevcut yapı ETABS V.9.1.4 programı kullanılarak çözümlenirken, “Eşdeğer Deprem Yüğü” ve “Modal Analiz” çözüm yöntemleri uygulanmıştır. Taban kesme kuvveti arasında istenen oran şartı sağlandıktan sonra ise “Modal Analiz” yöntemi ile çözüme devam edilmiştir.

Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre Bölüm 2 Denklem (2.5) kullanılarak taban kesme kuvveti el ile hesaplanmıştır ve programdaki değerler kontrol edilmiştir. Denklem (2.5) de kullanılan “Bina birinci doğal titreşim periyodu” nun hesabı 1998 yönetmeliğinde iki şekilde verilmiştir. Bunlardan birisi yaklaşık yöntem diğeri ise, 2007 Deprem yönetmeliğinde de kullanılan Denklem (4.1) ile hesabı verilen daha kesin hesap yöntemidir. Denklem (4.1) ile hesap yapılması durumunda el ile hesap yerine ETABS programından elde edilen değer alınmıştır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (4.1)$$

1998 Yönetmeliğinde; birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde $H_N \leq 25m$ şartını sağlayan binaların, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde ise Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’nin uygulandığı tüm binaların birinci doğal titreşim periyodunun yaklaşık yöntem ile hesaplanmasına izin verilmiştir. Bu yöntem ile yapı birinci periyodunun belirli bir sınır değeri aşması engellenerek taban kesme kuvvetlerinin çok küçük değerlerde alınması engellenmiştir. Denklem (4.2) de yaklaşık yöntem ile yapının birinci doğal periyodunun hesabı gösterilmiştir.

$$T_1 \cong T_{1,A} = C_t x H_N^{3/4} \quad (4.2)$$

C_t değeri bina taşıyıcı sistemine bağlı olarak verilmiş bir katsayı olup mevcut yapı için

Boyuna doğrultuda (X Yönü), çerçeve sistem : $C_t = 0.07$

Enine doğrultuda (Y Yönü), merkezi çaprazlı sistem: $C_t = 0.05$

1998 Deprem yönetmeliğine göre binanın birinci doğal periyodunun Denklem (4.1) ile hesaplanması ve $T_{1A} > 1.0$ s olması durumunda; Denklem (4.1) ile bulunan T_1 in hesapta dikkate alınacak en büyük değerinin, T_{1A} nın 1.3 katını aşmaması şartı konulmuştur.

Bu hesap akışına uygun olarak, mevcut yapıda Denklem (4.1) ile bulunan yapı birinci doğal titreşim periyodu;

$$T_{1x} = 1.402 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 0.62$$

Denklem (4.2) ile bulunan yapı birinci doğal titreşim periyodu;

$$T_1 \cong T_{1A} = 0.07 \times 22.3^{3/4} = 0.71 \times 1.3 = 0.93 \text{ s}$$

Hesapta Dikkate Alınan Periyotlar:

$$T_{1x} = 0.93 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 0.62 \text{ s}$$

$T > T_B$ için Denklem (2.3c) kullanılarak hesaplanan spektrum katsayısı:

$$S(T)_x = 2.5 \times (0.3/0.93)^{0.8} = 1.01$$

$$S(T)_y = 2.5 \times (0.3/0.63)^{0.8} = 1.39$$

Yapı ağırlığı kat diyaframlarına göre Tablo 4.1 de verilmiştir.

Tablo 4.1 : Kat Ağırlıkları

Kat Numarası	Diyafram Numarası	Kütle	Ağırlık (ton)
Kat 1	D1	37,46	367,50
Kat 2	D2	43,12	423,00
Kat 3	D3	42,93	421,12
Kat 4	D4	42,93	421,12
Kat 5	D5	52,83	518,22
Kat 6	D6	9,84	96,52
Toplam		229,10	2247,49

Denklem (2.5) taban kesme kuvveti formülünde, ilgili değerler yerine konulursa

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

$$V_{tx} = \frac{2247.49 \times 0.3 \times 1.4 \times 1.01}{3} = 317 \text{ ton} \geq 0.10 \times 0.3 \times 1.4 \times 2247.49 = 94.39 \text{ ton}$$

$$V_{ty} = \frac{2247.49 \times 0.3 \times 1.4 \times 1.39}{3} = 440 \text{ ton} \geq 0.10 \times 0.3 \times 1.4 \times 2247.49 = 94.39 \text{ ton}$$

Modal Analiz için kullanılacak taban kesme kuvvetleri için β katsayısı düzenli binalar için 0.9 olarak alınmaktadır. Buna göre yapıya etkiyen taban kesme kuvvetleri

$$V_{tx} = 317 \times 0.9 \text{ ton} = 285 \text{ ton}$$

$$V_{ty} = 440 \times 0.9 \text{ ton} = 396 \text{ ton}$$

olarak dikkate alınmıştır.

4.1.2 Yükleme kombinasyonları

Etabs programında yükleme kombinasyonları “Eşdeğer Deprem Yüğü” ve “Modal Analiz” yöntemleri için ayrı ayrı oluşturulmuştur. Yükleme kombinasyonlarında

Ölü Yükleme için “G”

Hareketli yükler için “Q”

Deprem yüklemesi için “E”

Rüzgar yükleri için “W”

kısaltmaları kullanılmıştır.

Eşdeğer Deprem Yüğü yöntemi için oluşturulan yükleme kombinasyonlarında:

EX : X yönünde eksantrisitesiz

EX1: X yönünde +0.05 eksantrisiteli

EX2: X yönünde -0.05 eksantrisiteli

EY: Y yönünde eksantrisitesiz

EY1: Y yönünde +0.05 eksantrisiteli

EY2: Y yönünde -0.05 eksantrisiteli

yükleme durumlarını göstermektedir.

Modal Analiz yöntemine göre oluşturulan kombinasyonlarda ise;

SPX : X Yönünde eksantrisitesiz

SPX1: X Yönünde 0.05 eksantrisiteli

SPY : Y Yönünde eksantrisitesiz

SPY1: Y Yönünde 0.05 eksantrisiteli

yükleme durumlarını göstermektedir.

Bu yükleme durumlarına göre oluşturulan kombinasyonlar ve kombinasyon numaraları Tablo 4.2 de verilmiştir.

Tablo 4.2 : 1998 Yönetmeliğine GöreYükleme Kombinasyonları

Kombinasyon Numarası	Ölü Yükler	Hareketli Yükler	Deprem Yükleri	Rüzgar Yükleri
Comb 1	1G	1Q		
Comb 2	1G	1Q	1EX	
Comb 3	1G	1Q	-1EX	
Comb 4	1G	1Q	1EY	
Comb 5	1G	1Q	-1EY	
Comb 6	1G	1Q	1EX1	
Comb 7	1G	1Q	1EX2	
Comb 8	1G	1Q	1EY1	
Comb 9	1G	1Q	1EY2	
Comb 10	1G	1Q	-1EX1	
Comb 11	1G	1Q	-1EX2	
Comb 12	1G	1Q	-1EY1	
Comb 13	1G	1Q	-1EY2	
Comb 14	0,9G		1EX1	
Comb 15	0,9G		1EX2	
Comb 16	0,9G		1EY1	
Comb 17	0,9G		1EY2	
Comb 18	0,9G		-1EX1	
Comb 19	0,9G		-1EX2	
Comb 20	0,9G		-1EY1	
Comb 21	0,9G		-1EY2	
Comb 22	1G			
Comb 23	1G	1Q		1WX
Comb 24	1G	1Q		1WY
Comb 25	0,9G			1WX
Comb 26	0,9G			1WY
Comb 6D	1G	1Q	1SPX1	
Comb 8D	1G	1Q	1SPY1	
Comb 14D	0,9G		1SPX1	
Comb 16D	0,9G		1SPY1	

4.2 Görelî kat Ötelemesi Kontrolleri

1998 deprem yönetmeliğine göre: Herhangi bir kolon veya perde için; ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını veren ifade, görelî kat ötelemesi olarak tanımlanmış olup, bu değeri Denklem (4.3) ile hesaplanır.

$$\Delta i = d_i - d_{i-1} \quad (4.3)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katında denklem (4.3) e göre hesaplanan görelî kat ötelemesi değeriinden maksimum olanların Denklem (4.4a) ve Denklem (4.4b) de verilen sınırları aşmaması istenmektedir. Bu sınır değeriinden Denklem (4.4b) de verilen değeri 2007 deprem yönetmeliğinde kaldırılmıştır. Mevcut yapıda bu değeri aşan değeri gözlenmiş olup, yeni yönetmelikte asıl kontrol sınırı olarak alınan Denklem (4.4a) ile bulunan değeriilerin kontrolünde bir sorun görülmemiştir. Bu sınır değeriilerin kontrolü Tablo 4.3 de verilmiştir.

$$(\Delta i)_{\max} / h_i \leq 0.02 / R \quad (4.4a)$$

$$(\Delta i)_{\max} / h_i \leq 0.0035 \quad (4.4b)$$

Tablo 4.3 : Görelî Kat Ötelemesi Kontrolleri

Kat No	Kat Yüksekliği H (m)	Maks. Relatif		Deplasman		Kontrol		
		X Yönü	Y Yönü	X $\Delta_{\text{mak}}/h_i \cdot R$	Y $\Delta_{\text{mak}}/h_i \cdot R$	Limit	X Yönü	Y Yönü
		Comb (6D)	Comb (8D)					
1	3,9	0,020	0,005	0,0152	0,0039	0,02	S.Yok	S.Yok
2	3,9	0,022	0,007	0,0169	0,0055	0,02	S.Yok	S.Yok
3	3,9	0,021	0,008	0,0162	0,0063	0,02	S.Yok	S.Yok
4	3,9	0,017	0,009	0,0128	0,0066	0,02	S.Yok	S.Yok
5	3,9	0,011	0,008	0,0087	0,0063	0,02	S.Yok	S.Yok
6	2,8	0,004	0,008	0,0047	0,0081	0,02	S.Yok	S.Yok
				Deplasman		Kontrol		
				X $(\Delta_{\text{mak}}/h_i)$	Y $(\Delta_{\text{mak}}/h_i)$	Limit	X Yönü	Y Yönü
				0,0051	0,0013	0,0035	Sorunlu	S.Yok
				0,0056	0,0018	0,0035	Sorunlu	S.Yok
				0,0054	0,0021	0,0035	Sorunlu	S.Yok
				0,0043	0,0022	0,0035	Sorunlu	S.Yok
				0,0029	0,0021	0,0035	S.Yok	S.Yok
				0,0016	0,0027	0,0035	S.Yok	S.Yok

4.3 Süneklik Düzeyi Normal erevelerin Sağlaması Gereken Koşullar

2007 Deprem yönetmeliğinde, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde $I = 1.5$ ve $I = 1.4$ olarak alınan tüm elik yapılarda süneklik düzeyi yüksek veya süneklik düzeyi karma sistemler kullanılacaktır denmiştir. Buna dayanarak mevcut yapı 2007 yönetmeliğine göre çözülürken, süneklik düzeyi yüksek olarak dikkate alınmış ve gerekli şartlar kontrol edilmiştir.

1998 Yönetmeliğinde ise, süneklik düzeyi normal, elik yapı tasarımında herhangi bir kısıt getirilmemiştir. Hesap yükünü hafifletmek için yapı süneklik düzeyi normal olarak çözülmüştür.

1998 Yönetmeliğinde; süneklik düzeyi normal elik aprazlı perdeler bölümünde, başlık genişliği/kalınlığı gövde ykseklıği/kalınlığı arasındaki oranların kontrol edilmesi ve güçlük kolon zayıf kiriş kontrolleri şartlarına uymak zorunlu tutulmamıştır. Uyulması istenen şartlar ise aşağıda sıralandığı gibidir.

- erevelerde kolon kiriş birleşimlerinde kolonun sürekli olması [2].
- Kirişin kolon kesitinin başlığına bağlanması durumunda; kolon gövdesi, kiriş başlığı seviyesinde berkitme levhaları ile güçlendirilecektir [2].
- Kolon ekleri, kolon kiriş birleşim yerinden en az kat ykseklığinin $1/4$  kadar uzakta yapılacaktır [2].
- Kolon eklerinin kt kaynak ile yapılması durumunda, kaynak ağızı açılacak ve derin penetrasyonlu kaynak kullanılacaktır [2].
- Kiriş ekleri, kolon kiriş birleşim yerinden en az kiriş ykseklıği kadar uzakta yapılacaktır [2].
- Köşe kaynaklı ya da ngermesiz bulonlu kolon kiriş birleşimlerinde yk aktarma gücü, birleşime bağlanan elemanın yk aktarma gücünün 1.2 katından daha az olamaz. Diğer tüm kolon kiriş birleşimlerinde ise birleşimin yk aktarma gücü, birleşime bağlanan elemanın kendi taşıma gücünden hiçbir zaman az olamaz [2].

Yukarıdaki şartlar mevcut yapı için incelendiğinde;

Kolon kiriş birleşimlerinde kolonların sürekli olduğu

Kolon eklerinin kolon kiriş birleşim yerinden 2.57 m uzakta yani $>3.9/4 = 1 \text{ m}$

Süneklik düzeyi normal çelik çarpazlı perdelerde ise sadece çekmeye çalışacak şekilde teşkil edilen çaprazlarda narinlik oranının 250 yi aşmaması istenmiştir. Çaprazların gerilme ve birleşim kontrollerinde bu sınır şart kontrol edilmiştir.

4.4 Kolon Kiriş Tahkikleri

4.4.1 Kolonlarda gerilme tahkikleri

Kolonların hesabında dikkate alınacak iç kuvvetler düşey yükler ve deprem yüklemelerinden en elverişsiz iç kuvvet oluşturan yüklemeden alınmıştır. Basınç ve eğilme etkisindeki bu elemanlarda gerilme tahkikleri TS-648 de istendiği şekilde yapılmıştır. Mevcut kolonlar Denklem (4.5), Denklem (4.6), Denklem (4.7a) ve Denklem (4.7b) kullanılarak kontrol edilmiştir [5].

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15 \quad (4.5)$$

Denklem (4.5) şartı sağlanırsa Denklem (4.6), sağlanmazsa (4.7) kullanılmıştır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (4.6)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \times \sigma_{By}} \leq 1 \quad (4.7a)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (4.7b)$$

Denklem (4.6) ve (4.7)'de verilen σ_{Bx} , λ_{yb} 'nin değerine göre Denklem (4.8a) veya (4.8b) ile hesaplanır. Enkesitte; basınç başlığı dolu kesit, dikdörtgene yakın formda ve alanı da çekme başlığı alanından küçük değil ve aynı zamanda Denklem (4.9) verilen şartı da sağlıyorsa, σ_{Bx} Denklem (4.8c) ile hesaplanır. Bu iki değerden büyük olanı Denklem (4.9) şartı da gözetilerek hesaplanır [5].

$$\lambda_{yb} \leq \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^7 \times C_b} \right] \times \sigma_a \quad (4.8a)$$

$$\lambda_{yb} > \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times C_b}{\lambda_{yb}^2} \quad (4.8b)$$

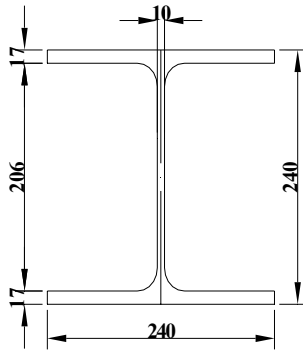
$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{s_{ky} \times \frac{d}{F_b}} \quad (4.8c)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (4.9)$$

Denklem (4.7a)'da verilen σ'_{ey} Denklem (4.10)'a göre hesaplanır.

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} \quad (4.10)$$

HE240B Kesitli Kolonlar



Şekil 4.1 : HE240B Kesiti

$$b=240\text{mm}$$

$$t_b=17\text{mm}$$

$$h=240\text{mm}$$

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

$$A= 106 \text{ cm}^2$$

$$I_y= 11260 \text{ cm}^4, W_y= 938.3 \text{ cm}^3, i_y= 10.31 \text{ cm}$$

$$I_x= 3923 \text{ cm}^4, W_x= 326,9 \text{ cm}^3, i_x= 6.08 \text{ cm}$$

Kolon Üzerine Gelen Kuvvetler

$$N = 122.69 \text{ t}$$

$$M_{x-x} = 0.252 \text{ tm}$$

$$M_{y-y} = 0.485 \text{ tm}$$

$$V_x = 0.072 \text{ t}$$

$$V_y = 0.135 \text{ t}$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$\begin{aligned} F_b &= 24 \times 1.7 + \frac{1}{3} \left(\frac{24 - 2 \times 1.7}{2} \right) 1 \\ &= 44.23 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{kx} = 390 \text{ cm}, S_{ky} = 390 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{390}{6.08} = 64.14, \lambda_y = \frac{390}{10.31} = 37.82$$

σ_{eb} : Yalnız Normal Kuvvet Etkisinde Hesaplanan Gerilme

$$\sigma_{eb} = \frac{122.69}{106} = 1.15 \text{ t} / \text{cm}^2$$

σ_{bem} Normal kuvvet etkisinde emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 1.37 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$\sigma_{bx} / \sigma_{by}$ Yalnız eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı gerilmesi

$$\sigma_{bx} = \frac{25.2}{326.9} = 0.077 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{48.5}{938.3} = 0.051 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$\sigma_{Bx} / \sigma_{By} (M_x / M_y)$ Eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi

Denklem (4.8a) dan

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 64^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3657 = 1848 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 2.09 \text{ t} / \text{cm}^2$$

Denklem (4.8c) den

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 24} 44.23 = 6.946 \text{ t/cm}^2 > 0.6 \times 3.6 = 2.19 \text{ t/cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 2.09 \text{ t/cm}^2$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 37^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3650 = 2.32 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 24} 44.23 = 6.946 \text{ t/cm}^2 > 0.6 \times 3.16 = 2.19 \text{ t/cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 2.19 \text{ t/cm}^2$

$\sigma_{ex}' / \sigma_{ey}'$ (x-x/y-y eksenı için) euler gerilmesinden türetilen gerilme

$$\sigma_{ex}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 64.14^2} = 2024 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_y^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 37.81^2} = 6055 \text{ kg/cm}^2$$

Hesap düzelemine dik doğrultuda çubuğun tutulması ile ilgili katsayı

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85$$

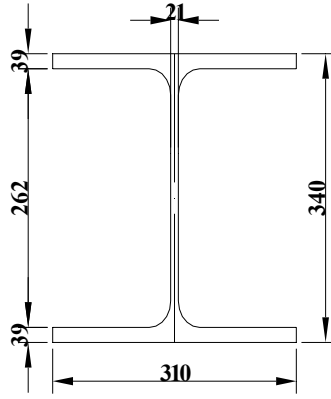
$$\frac{\sigma_{ebx}}{\sigma_{bemx}} = \frac{1.15}{1.37} = 0.83 > 0.15$$

$$\frac{1150}{1370} + \frac{0.85 \times 77}{\left(1 - \frac{1150}{2024}\right) \times 2090} + \frac{0.85 \times 51}{\left(1 - \frac{1150}{6055}\right) \times 2190} \leq 1$$

$$0.83 + 0.07 + 0.02 = 0.92$$

$$\frac{1150}{0.6 \times 2750} + \frac{77}{2090} + \frac{51}{2190} = 0.75 \leq 1$$

HE300M Kesitli Kolonlar



Şekil 4.2 : HE300M Kesiti

$$b=310\text{mm}$$

$$t_b=39\text{mm}$$

$$h=340\text{mm}$$

$$t_w=21\text{mm}$$

$$A= 303 \text{ cm}^2$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$I_x= 59200 \text{ cm}^4 , W_x = 3482 \text{ cm}^3 , i_x = 13.98 \text{ cm}$$

$$I_y= 19400 \text{ cm}^4 , W_y = 1252 \text{ cm}^3 , i_y = 8 \text{ cm}$$

Kolon Üzerine Gelen Kuvvetler

$$N = 165.78 \text{ t}$$

$$M_{y-y} = 0.82 \text{ tm}$$

$$M_{x-x} = 55.264 \text{ tm}$$

$$V_x = 19.86 \text{ t}$$

$$V_y = 0.24 \text{ t}$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$F_b = 3.9 \times 31 + \frac{1}{3} \left(\frac{34 - 2 \times 3.9}{2} \right) 2.1$$

$$= 130.07 \text{ cm}^2$$

$$S_{kx} = 0.8 \times 390 = 312 \text{ cm}, S_{ky} = 390 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{312}{8} = 39, \lambda_y = \frac{390}{13.98} = 27$$

σ_{eb} : Yalnız Normal Kuvvet Etkisinde Hesaplanan Gerilme

$$\sigma_{eb} = \frac{165.78}{303} = 0.54 \text{ t / cm}^2$$

σ_{bem} Normal kuvvet etkisinde emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 2.04 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{bx} / \sigma_{by}$ Yalnız eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı gerilmesi

$$\sigma_{bx} = \frac{5526}{3482} = 1.58 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{82}{1252} = 0.06 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{Bx} / \sigma_{By} (M_x / M_y)$ Eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi

Denklem (4.8a) dan

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 39^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2309 \text{ kg / cm}^2 = 2.31 \text{ t / cm}^2$$

Denklem (4.8c) den

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 24} 130 = 14.41 \text{ t / cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t / cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 2.19 \text{ t / cm}^2$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 27^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2380 \text{ kg / cm}^2 = 2.38 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{312 \times 34} 130 = 18.014 \text{ t/cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t/cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 2.19 \text{ t/cm}^2$

$\sigma_{ex}' / \sigma_{ey}'$ (x-x/y-y eksenı için) euler gerilmesinden türetilen gerilme

$$\sigma_{ex}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 39^2} = 5450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_y^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 27^2} = 11372 \text{ kg/cm}^2$$

Hesap düzelemine dik doğrultuda çubuğun tutulması ile ilgili katsayı

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85$$

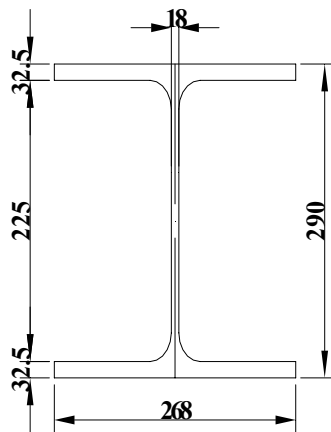
$$\frac{\sigma_{ebx}}{\sigma_{bemx}} = \frac{0.54}{2.04} = 0.26 > 0.15$$

$$\frac{540}{2040} + \frac{0.85 \times 1580}{\left(1 - \frac{540}{5450}\right) \times 2190} + \frac{0.85 \times 60}{\left(1 - \frac{540}{11372}\right) \times 2190} \leq 1$$

$$0.26 + 0.66 + 0.02 = 0.94$$

$$\frac{540}{0.6 \times 2750 \times 1.33} + \frac{1580}{2190} + \frac{60}{2190} = 0.98 \leq 1$$

HE260M Kesitli Kolonlar



Şekil 4.3 : HE260M Kesiti

$$b = 268 \text{ mm}$$

$$t_b = 32.5 \text{ mm}$$

$$h=290\text{mm}$$

$$t_w=18 \text{ mm}$$

$$A= 220\text{cm}^2$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$I_x= 31310 \text{ cm}^4 , W_x = 2159 \text{ cm}^3 , i_x = 11.94 \text{ cm}$$

$$I_y= 10450 \text{ cm}^4 , W_y = 779.7 \text{ cm}^3 , i_y = 6.96 \text{ cm}$$

Kolon Üzerine Gelen Kuvvetler

$$N = 232.108 \text{ t}$$

$$M_{x-x} = 1.207 \text{ tm}$$

$$M_{y-y} = 0.361 \text{ tm}$$

$$V_x = 0.35 \text{ t}$$

$$V_y = 0.10 \text{ t}$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$\begin{aligned} F_b &= 26.8 \times 3.25 + \frac{1}{3} \left(\frac{29 - 2 \times 3.25}{2} \right) 1.8 \\ &= 93.85 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{kx} = 0.8 \times 390 = 312 \text{ cm} , S_{ky} = 390 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{312}{6.96} = 45 , \lambda_y = \frac{390}{11.94} = 32$$

σ_{eb} : Yalnız Normal Kuvvet Etkisinde Hesaplanan Gerilme

$$\sigma_{eb} = \frac{232.1}{220} = 1.05 \text{ t} / \text{cm}^2$$

σ_{bem} Normal kuvvet etkisinde emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 1.67 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{bx} / \sigma_{by}$ Yalnız eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı gerilmesi

$$\sigma_{bx} = \frac{120.7}{2159} = 0.05 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{36.1}{779.7} = 0.05 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{Bx} / \sigma_{By} (M_x / M_y)$ Eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi

Denklem (4.8a) dan

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 45^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2266 \text{ kg / cm}^2 = 2.26 \text{ t / cm}^2$$

Denklem (4.8c) den

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 29} 93.85 = 12.20 \text{ t / cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t / cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 2.19 \text{ t / cm}^2$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 32^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2350 \text{ kg / cm}^2 = 2.38 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{312 \times 29} 93.85 = 15.247 \text{ t / cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t / cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 2.19 \text{ t / cm}^2$

$\sigma_{ex} ' / \sigma_{ey} '$ (x-x/y-y eksenı için) euler gerilmesinden türetilen gerilme

$$\sigma_{ex} ' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 45^2} = 4094 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{ey} ' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_y^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 27^2} = 8096 \text{ kg / cm}^2$$

Hesap düzelemine dik doğrultuda çubuğun tutulması ile ilgili katsayı

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85$$

$$\frac{\sigma_{ebx}}{\sigma_{bemx}} = \frac{1.05}{1.67} = 0.63 > 0.15$$

$$\frac{1050}{1670} + \frac{0.85 \times 50}{\left(1 - \frac{1050}{4094}\right) \times 2190} + \frac{0.85 \times 50}{\left(1 - \frac{1050}{8096}\right) \times 2190} \leq 1$$

$$0.62 + 0.03 + 0.02 = 0.68$$

$$\frac{1050}{0.6 \times 2750 \times 1.33} + \frac{50}{2190} + \frac{50}{2190} = 0.52 \leq 1$$

4.4.2 Kirişlerde gerilme ve sehim tahkikleri

Kirişlerde normal kuvvet olmadığı için gerilme, makaslama ve kıyaslama tahkikleri Denklem (4.11), (4.12) ve (4.13)'e göre yapılmıştır. İç kuvvetler ETABS programında oluşturulan modelden alınmıştır. Deprem yüklemesi durumunda emniyet gerilmelerinin %33 arttırılmış değeri kullanılmıştır [2].

$$\sigma = \frac{M}{\omega} \leq \sigma_{\text{cem}} \quad (4.11a)$$

$$\tau_0 = \frac{Q_{\text{max}}}{F_{\text{gövde}}} \leq \tau_{\text{em}} \left(\frac{\sigma_{\text{cem}}}{\sqrt{3}} \right) \quad (4.12)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \leq \begin{cases} 0.75 \sigma_a \text{ (H) Yükleme} \\ 0.80 \sigma_a \text{ (HZ) Yükleme} \end{cases} \quad (4.13)$$

Deformasyon tahkikinde, Comb1 yüklemesinden oluşan deplasman değerleri ETABS V9.1.4 programından alınarak konsol kirişlerde 1/250, diğer kirişlerde 1/300 üst sınır değer olarak alınmıştır.

IPE 450 Kesitli Kirişler

• Kesit Mekanik Özellikleri

$$b = 190 \text{ mm}$$

$$t_b = 14.6 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm}$$

$$t_w = 9.4 \text{ mm}$$

$$A = 98.8 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 42.08 \times 0.94 = 39.55 \text{ cm}^2$$

$$W = 1500 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

• İç Kuvvetler :

$$M = 31.396 \text{ tm}$$

$$V = 11.153 \text{ t}$$

$$N = 0$$

• Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{3139.6}{1500} = 2.09 \leq 0.6 \times 2.75 \times 1.33 = 2.2 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{11.153}{39.55} = 0.28 \leq \frac{0.6 \times 2.75 \times 1.33}{\sqrt{3}} = 1.26 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.09^2 + 3 \times 0.28^2} \leq 0.80 \times 2.75 \text{ (HZ) Yüklemesi} \quad \checkmark$$

$$2.12 \leq 2.2 \text{ t/cm}^2$$

• Sehim Kontrolü :

$$\text{Deplasman } 0.1 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \quad \checkmark$$

IPE 500 Kesitli Kirişler

• Kesit Mekanik Özellikleri

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$t_b = 16 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$t_w = 10.2 \text{ mm}$$

$$A = 90.7 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 46.8 \times 1.02 = 47.74 \text{ cm}^2$$

$$W = 1928 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

• İç Kuvvetler :

$$M = 37.607 \text{ tm}$$

$$V = 19.843 \text{ t}$$

$$N = 0$$

• Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{3760.7}{1928} = 1.95 \leq 0.6 \times 3.66 = 2.2 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{19.348}{47.74} = 0.40 \leq \frac{0.6 \times 2.75 \times 1.33}{\sqrt{3}} = 1.26 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.95^2 + 3 \times 0.40^2} \leq 0.80 \times 2.75 \text{ (HZ) Yüklemesi} \quad \checkmark$$
$$2.07 \leq 2.2 \text{ t/cm}^2$$

• Sehim Kontrolü :

$$\text{Deplasman } 0.4 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \quad \checkmark$$

IPE 300 Kesitli Kirişler

• Kesit Mekanik Özellikleri

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

$$t_b = 10.7 \text{ mm}$$

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

$$t_w = 7.1 \text{ mm}$$

$$A = 42.2 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 27.86 \times 0.71 = 19.78 \text{ cm}^2$$

$$W = 557.1 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

• İç Kuvvetler :

$$M = 0.604 \text{ tm}$$

$$V = 0.106 \text{ t}$$

$$N = 0$$

• Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{60.4}{557.1} = 0.11 \leq 0.6 \times 3.66 = 2.2 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (HZ Yükleme)} \quad \checkmark$$

$$\tau_0 = \frac{0.106}{19.78} = 0.005 \leq \frac{0.6 \times 2.75 \times 1.33}{\sqrt{3}} = 1.26 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (HZ Yükleme)} \quad \checkmark$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.11^2 + 3 \times 0.005^2} \leq 0.75 \times 2.75 \text{ (HZ) Yükleme} \quad \checkmark$$

$$0.11 \leq 2.06 \text{ t/cm}^2$$

• Sehim Kontrolü :

$$\text{Deplasman } 0.00023 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \quad \checkmark$$

IPE 200 Kesitli Kirişler

• Kesit Mekanik Özellikleri

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$t_b = 8.5 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6 \text{ mm}$$

$$A = 22.4 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 18.3 \times 0.56 = 10.25 \text{ cm}^2$$

$$W = 194.3 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

- İç Kuvvetler :

$$M = 1.081 \text{ tm}$$

$$V = 0.193 \text{ t}$$

$$N = 0$$

- Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{108.1}{194.3} = 0.56 \leq 0.6 \times 2.75 = 1.65 \text{ t/cm}^2 \checkmark \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{0.193}{10.25} = 0.02 \leq \frac{0.6 \times 2.75}{\sqrt{3}} = 0.95 \text{ t/cm}^2 \checkmark \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.56^2 + 3 \times 0.02^2} \leq 0.75 \times 2.75 \text{ (H) Yüklemesi} \checkmark$$
$$0.56 \leq 2.06 \text{ t/cm}^2$$

- Sehim Kontrolü :

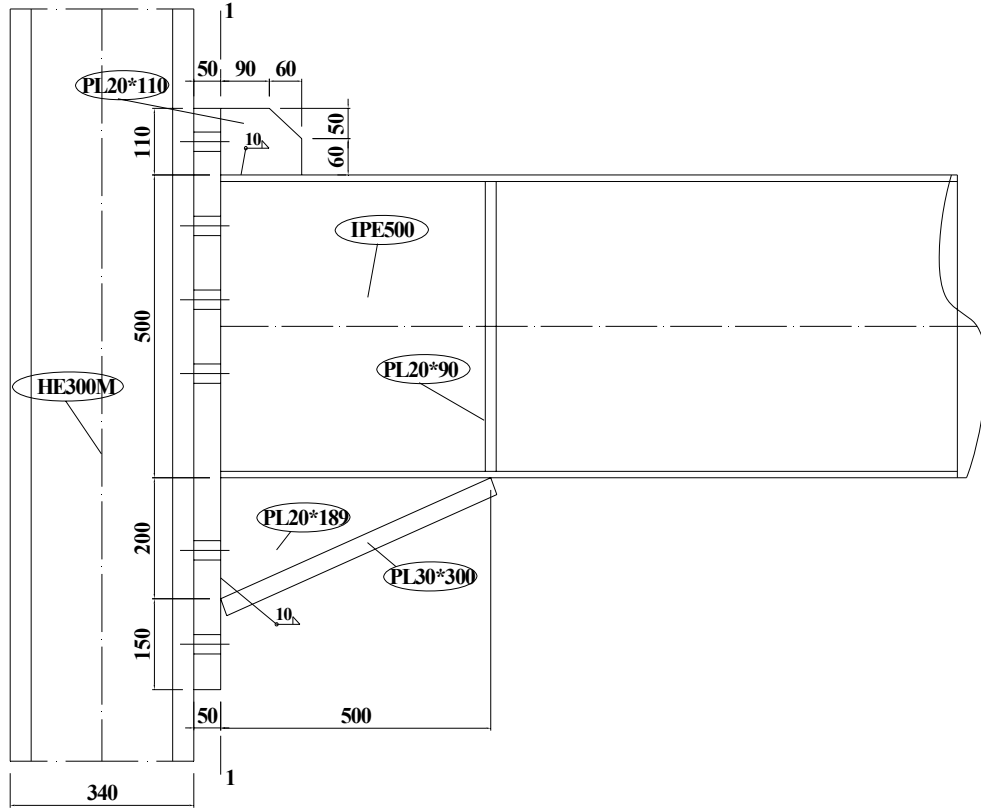
$$\text{Deplasman } 0.2 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \checkmark$$

Hesaplarda verilen iç kuvvet ve deplasman değerleri, 1998 Deprem Yönetmeliğine göre oluşturulan modelden elde edilen maksimum değerlerdir. Buna dayanarak, bulunan gerilme ve sehim kontrolünde herhangi bir problem olmadığı görülmüştür.

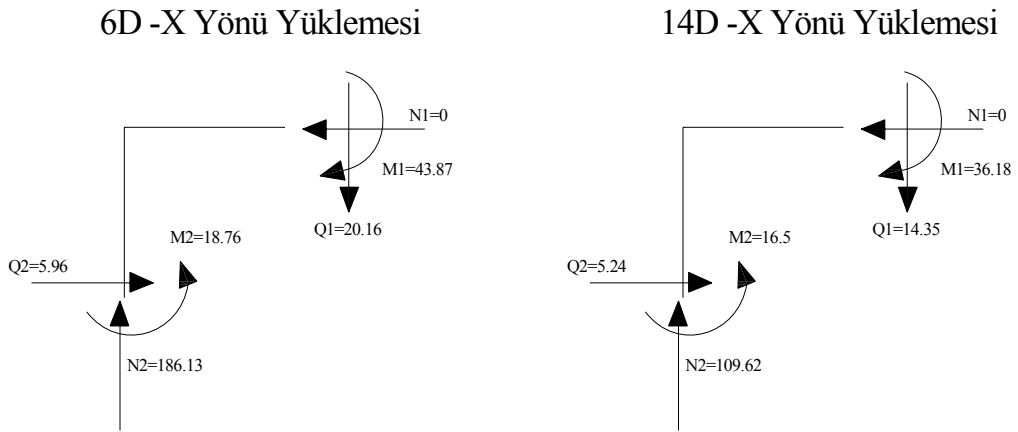
4.5 Kiriş Kolon Birleşimleri

4.5.1 Moment aktaran kiriş kolon birleşimleri

Mevcut kiriş kolon birleşimlerinden maksimum kuvvetler tarafından zorlananlar dikkate alınarak bulon kaynak, kolon ve kirişte gerekli tahkikler adım adım aşağıda verilmiştir. Şekil 4.4 de mevcut moment aktaran birleşim detayı Şekil 4.5 de ise ETABS dan alınan yükleme yönüne bağlı iç kuvvetler görülmektedir.



Şekil 4.4 : Moment Aktaran Kiriş Kolon Birleşimi



Şekil 4.5 : Yükleme Yönüne Bağlı Kesit Tesirleri

Maksimum birleşim kuvvetleri 6D yükleme birinci kat C19 kolon kiriş birleşiminde dikkate geldiği için hesaplarda bu değerler dikkate alınmıştır.

- Birleşim Kesitinde Statik Etkiler

$$M_1' = 4387 - 20.16 \left(\frac{34}{2} + 5 \right) = 3943.48 \text{ tcm}$$

$$N1 = 5.96 \text{ t}$$

$$Q1 = 20.16 \text{ t}$$

$$y = \frac{3x30x\left(34 + 20 - \frac{3}{2}\right) + 2x1x(20 - 1x2)x\left(34 + \frac{20}{2}\right) + 31x3.9x\left(34 - \frac{3.9}{2}\right) + 2x1x(26.2 - 2x1)x17 + 2x1x(14.45 - 1)x\left(3.9 + \frac{1}{2}\right) - 1x31x\frac{1}{2} - 2x1x(11 - 2x1)x\frac{11}{2}}{3x30 + 2x1x(20 - 2x2) + 31x3.9 + 2x1x(26.2 - 2x1) + 2x1x(14.45 - 1) + 1x31 + 2x1x(11 - 2x1)}$$

$$y = \frac{10988}{371.2} = 29.6 \text{ cm}$$

$$F_k = 3x30 + 2x1x(20 - 1x2) + 31x3.9 + 2x1x(26.2 - 2x1) + 2x1x(14.45 - 1) + 1x31 + 2x1x(11 - 2x1)$$

$$F_k = 371.2 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_y = 29.6 - \frac{34}{2} = 12.6 \text{ cm}$$

- Belirlenen tarafsız eksene göre atalet momenti

$$I_k = 3x30x\left(34 + 20 - \frac{3}{2} - 12.6\right)^2 + 2x1x(20 - 2x1)x\left(34 + \frac{20}{2} - 12.6\right)^2 + 2x1x\frac{(20 - 2x1)^3}{12} + 31x3.9x\left(34 - \frac{3.9}{2} - 12.6\right)^2 + 2x1x(26.2 - 2x1)x12.6^2 + 2x1x\frac{(26.2 - 2x1)^3}{12} + 2x1x(14.45 - 1)x\left(29.6 - 3.9 - \frac{1}{2}\right)^2 + 1x31x\left(29.6 + \frac{1}{2}\right)^2 + 2x1x(11 - 2x1)x(11 + 29.6)^2 + 2x1x\frac{(11 - 2x1)^3}{12}$$

$$I_k = 143280.9 + 35494.56 + 972 + 46397.56 + 7638.98 + 2362.08 + 17698.11 + 28086.31 + 29670.48 + 121.5$$

$$I_k = 311767.48 \text{ cm}^4$$

- A1 kaynak dikişinde gerilme kontrolü

$$\sigma_k = \frac{3943.48}{311768.48}(29.6 + 1) = 0.387 \text{ t / cm}^2 < 1.1x1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2$$

- A6 kaynak dikişinde gerilme kontrolü

$$\sigma_k = \frac{3943.48}{311768.48} (34 + 20 - 29.6) = 0.31 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t/cm}^2$$

- A2-A3-A5 kaynak dikişinde gerilme kontrolü

$$F_k^G = 2 \times 1 \times (26.2 - 2 \times 1) + 2 \times 1 \times (11 - 2 \times 1) + 2 \times 1 \times (20 - 1 \times 2)$$

$$F_k^G = 102.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{20.16}{102.4} = 0.196 \text{ t/cm}^2 < 0.75 \text{ t/cm}^2 \text{ (}\sigma_v \text{ kontrolü gereksiz)}$$

$$\sigma_k = \frac{3943.48}{311767.48} (34 + 20 + 11 - 3 - 29.6) = 0.41 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t/cm}^2$$

- Bulon çapının kontrolü

Kolon ve alın levhasına açılacak maksimum bulon deliği çapı aşağıda verilen Denklem (4.11) kullanılarak hesaplanmıştır [6].

$$\sqrt{5t_{\min}} - 0.2 \quad (4.11)$$

Kolon başlığı kalınlığı: 39 mm

Alın levhası kalınlığı : 40 mm

$$t_{\min}(39, 40) = 39 \text{ mm}$$

$$\sqrt{5t_{\min}} - 0.2 = 4.21$$

Maksimum bulon çapı M42

- Bulonlarda Gerilme Kontrolü

Moment etkisinden tarafsız eksenden en uzak sıradaki bir çift bulona gelen çekme kuvveti

$$M_1'' = 4387 - 20.16 \times \frac{34}{2} = 4044.28 \text{ tcm}$$

$$m = 6 \rightarrow 0.455$$

$$H_1 = \frac{4044.28}{84} \times 0.455 = 21.90 \text{ t}$$

Kesme kuvvetinden bir bulonda oluşan makaslama kuvveti

$$V_1 = \frac{20.16}{2 \times 6} = 1.68 \text{ t}$$

1 M 32 de

$$F_s = \frac{\pi x 3.2^2}{4} = 8.04 cm^2$$

$$: F_z = \frac{\pi (0.86 x 3.2)^2}{4} = 5.94 cm^2$$

$$\sigma_z = \frac{21.9}{2 x 5.94} = 1.84 < 4.1 t / cm^2$$

$$\tau_s = \frac{1.68}{8.04} = 0.21 < 3.2 t / cm^2$$

4.5.2 Moment aktarmayan kiriş kolon birleşimleri

Mevcut yapıda moment aktarmayan kiriş kolon birleşimleri tip birleşim olarak tasarlanmış olup Şekil 4.6 da mevcut moment aktarmayan birleşim kesiti verilmiştir. Birleşim kontrolünde modelde oluşan en büyük kesme kuvveti dikkate alınarak bu kuvvete göre kontrol yapılmıştır.

Tip birleşimde, bağlanacak olan kirişin gövdesindeki bulonlarda, Denklem (4.14), (4.15), (4.16) da verilen kontrollerin sağlanıp sağlanmadığına bakılmıştır. Eksantrisite den birleşim kesitinde oluşan momentin, bir bulonda meydana getirdiği H kesme kuvvetinin hesabında kullanılacak f çarpanı Tablo 4.4 den alınacaktır [6].

$$V = \frac{A}{n} \quad (4.14)$$

$$H = \frac{A x a_1}{b} f \quad (4.15)$$

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \leq \begin{cases} N_{s2} = 2 \frac{\pi x d^2}{4} \tau_{sem} \\ N_L = d x t_{min} x \sigma_{lem} \end{cases} \quad (4.16)$$

Tablo 4.4 : Bulon sayısı ve kuvvet çarpanı

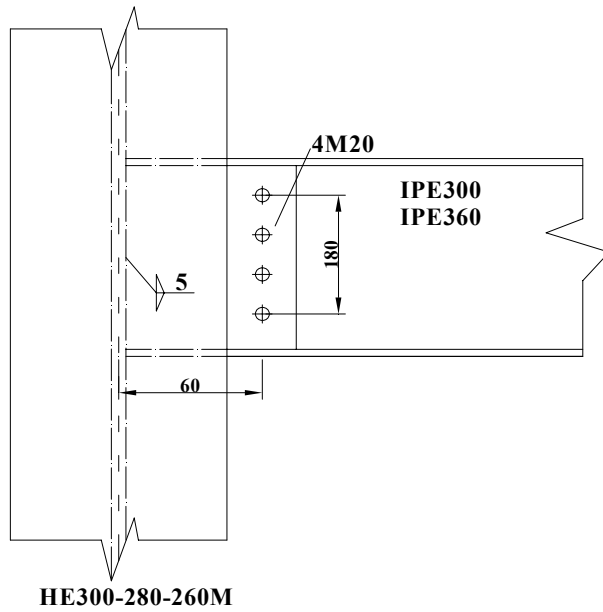
Bir sıradaki bulon sayısı (m)	Tek Sıralı Tasarım için Kuvvet arpanı (f)
2	1,000
3	1,000
4	0,900
5	0,800
6	0,714
7	0,643
8	0,583
9	0,533
10	0,491
11	0,455
12	0,423

Birleşen levhanın kolon gövdesine birleştiren kaynaklarda yapılacak kontrolde Denklem (4.17), (4.18), (4.19) kullanılacaktır

$$\tau_k = \frac{A}{F_k} \quad (4.17)$$

$$\sigma_k = \frac{Aa_1}{W_k} \quad (4.18)$$

$$\tau_k, \sigma_k > \sigma_s \text{ ise } \sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + \tau_k^2} \leq \sigma_{vem} \quad (4.19)$$



Şekil 4.6 : Moment Aktarmayan Birleşimler

Modelden alınan maksimum kesme kuvveti (A) 11.24 ton

Bulon Sayısı (n) 4

Tablo 4.4 den alınan f değeri 0.9

$$V = \frac{11.2}{4} = 2.8 \text{ ton}$$

$$H = \frac{11.2 \times 6}{18} \times 0.9 = 3.36 \text{ t}$$

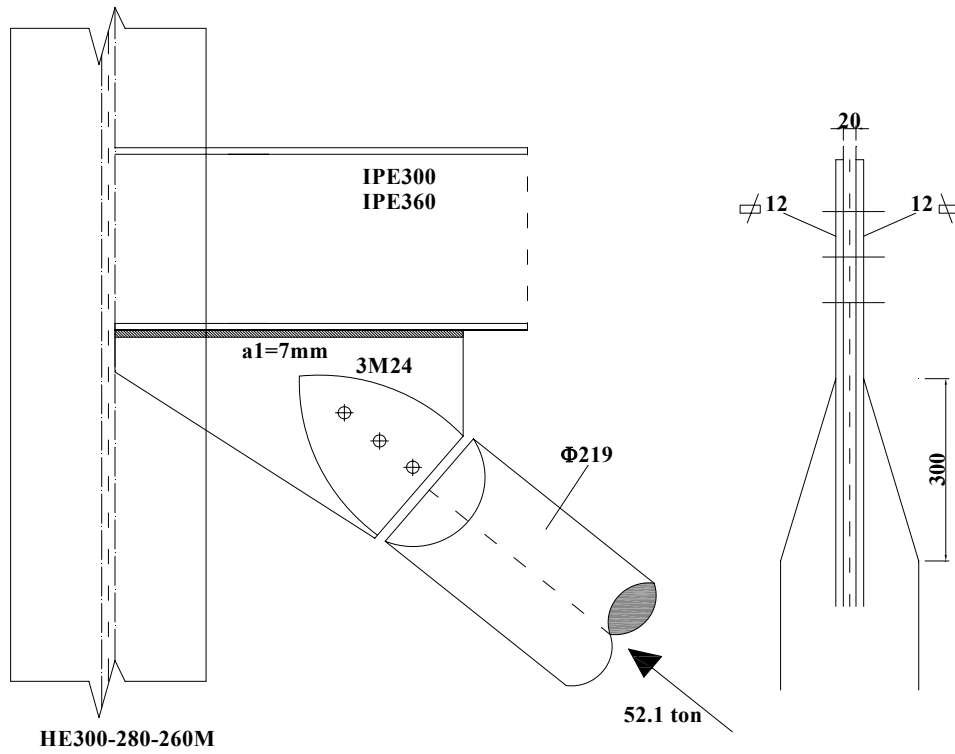
$$R = \sqrt{2.8^2 + 3.36^2} = 4.37 \leq \begin{cases} N_{s2} = 2 \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 1.2 = 7.53 \text{ t} \\ N_L = 2 \times 0.71 \times 4750 = 6.75 \text{ t} \end{cases} \checkmark$$

Kolon gövdesine levhayı birleştiren kaynaklarda kontrol

$$\text{Kaynak alanı } F_k = (27.86 - 1) \times 0.5 \times 2 = 26.86 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{11.24}{26.86} = 0.42 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2 \checkmark$$

4.6 Çapraz Birleşimlerinin Kontrolü



Şekil 4.7 : Mevcut Çapraz Birleşimi

Çapraz Mekanik Özellikleri:

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

$$F = 53 \text{ cm}^2$$

$$i = 7.46 \text{ cm}$$

Malzeme St37

Maksimum basınç kuvveti = 52.1 ton

$$\lambda = \frac{595}{7.46} = 79.75 < 100$$

$$w = 1.7$$

$$\sigma = 1.7 \frac{52.1}{53} = 1.67 < 1.44 \times 1.33 = 1.91 \text{ t / cm}^2$$

Bulonlarda Kontrol:

Bir bulona gelen kuvvet

$$\frac{52.1}{3} = 17.36 \text{ ton}$$

Ezilme kontrolü : $2 \times 2.4 \times 4750 = 22800 \text{ kg} > 17360$

Makaslama tahkiki (çift tesirli) $\frac{52.1}{6} = 8.68 \text{ ton} < 4.52 \times 2.7 = 12.204 \text{ ton}$

Levhayı Kolon ve Kirişe Birleştiren kaynaklarda kontrol:

a₁ Kaynak dikişinde :

$$F_k = (54.3 - 2 \times 0.7) \times 0.7 = 37.03 \text{ cm}^2$$

$$N = \sin 37^\circ \times 52.1 \text{ ton} = 31.54$$

$$Q = \cos 37^\circ \times 52.1 \text{ ton} = 41.6$$

$$\sigma_k = \frac{31.54}{37.03} = 0.85 \text{ t / cm}^2 > 0.8 \text{ (kıyaslama gerilmesi kontrolü yapılacak)}$$

$$\tau_k = \frac{41.6}{37.03} = 1.12 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.85^2 + 3 \times 1.12^2} = 2.11 \leq 2.2 \sqrt{\quad}$$

Yapılan tahkikler sonucunda mevcut çaprazlarda ve çaprazları kolon kiriş gövdesine bağlayan birleşimlerde her hangi bir problem olmadığı görülmüştür.

4.7 Temel Bağlantılarının Kontrolü

4.7.1 Ankastre kolon ayakları

Kolon ayağının kontrollerinde taban levhasında oluşan basınç ve çekme kuvvetleri Denklem (4.20a), Denklem (4.20b) e göre hesaplanacaktır. Denklemde verilen ez ve ed mesafeleri Denklem (4.21) ve (4.22) den bulunacaktır. Denklemlerde verilen parametreler Şekil 4.8 de gösterilmiştir.

$$D = \frac{M + N \times ez}{ez + ed} \quad (4.20a)$$

$$Z = \frac{M - N \times ed}{ez + ed} \quad (4.20b)$$

$$ez = \frac{A}{2} - e_1 \quad (4.21)$$

$$ed = \frac{3xA}{8} \quad (4.22)$$

Taban levhasının altındaki betonda basınç gerilmesi kontrolleri Denklem (4.23) e göre yapılacaktır. ρ_{em} C25 kalitesindeki betonun basınç emniyet gerilmesi olup 0.07 t/cm² olarak alınmıştır.

$$\rho = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} \leq \rho_{em} \quad (4.23)$$

Ankraj bulonlarının kontrolü Denklem (4.24) e göre yapılacaktır. Burada n çekmeye çalışan bulon sayısı σ_{zem} ise 10.9 kalitesinde bulonun çekme emniyet gerilmesidir.

$$n \times \frac{\pi \times (0.86d^2)}{4} \times \sigma_{zem} \geq Z \quad (4.24)$$

Taban levhası kalınlığı kontrolünde; Denklem (4.25a) ve Denklem (4.25b) ye göre 1 ve 2 kesitindeki momentler bulunup bunlardan maksimumu ile gerilme kontrolü yapılacaktır. “c₁” değeri Denklem (4.26) ya göre hesaplanacaktır.

$$M_1 = \rho x \frac{c_1^2}{2} \quad (4.25a)$$

$$M_2 = \rho x \frac{B}{2} x \left(\frac{B}{4} - c_1 \right) \quad (4.25b)$$

$$c_1 = \frac{B - b - t_1}{2} \quad (4.26)$$

Guse levhası yüksekliğini belirlenmesinde; Denklem (4.27), (4.28) (4.29) kullanılmıştır.

$$P = \frac{N}{4} + \frac{1}{2} x \frac{M}{h} \quad (4.27)$$

$$3mm < a_1 < 0.7t_{\min} \quad (4.28)$$

$$h \geq \frac{P}{a_1 x \tau_{kem}} + 2a_1 \quad (4.29)$$

Guse levhası uç kesitinde moment değerleri Denklem (4.30a), (4.30b) ye göre hesaplanmış, bu değerlerden maksimum olan alınarak gerilme kontrolü yapılmıştır.

$$M_D = Dx \left(\frac{A - h}{2} - \frac{A}{8} \right) \quad (4.30a)$$

$$M_Z = Zx \left(\frac{A - h}{2} - e_1 \right) \quad (4.30b)$$

Kayma kamasının boyunun belirlenmesinde Denklem (4.31) kullanılacaktır.

$$l_k \geq \frac{H}{(b_k - t') x \rho_{em}} \quad (4.31)$$

Kamayı taban levhasına bağlayan a₄ kaynak dikişlerinde gerilme kontrolleri Denklem (4.32), (4.33) ye göre yapılacaktır.

$$\tau_k = \frac{H}{F_k} \quad (4.32)$$

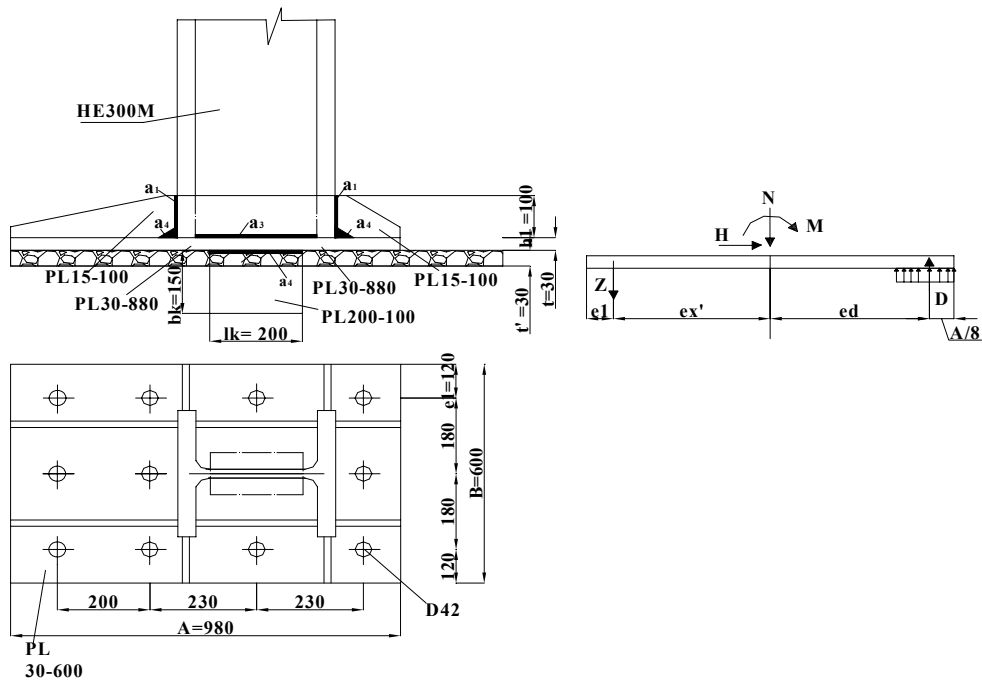
$$\sigma_k = \frac{M}{I_k} \left(\frac{b_k}{2} + a_4 \right) \quad (4.33)$$

$$\left[M = \frac{1}{2} H (b_k + t') \right]$$

Yapılan bu kontroller yanında;

- Guse levhalarını kolona bağlayan kaynaklarda
- Kolonu taban levhasına bağlayan kaynaklarda

Gerilme kontrolleri yapılmıştır.



Şekil 4.8 : Mevcut Ankastre Kolon Ayağı

- HE300M kesitli kolon mekanik özellikleri

$$h = 340 \text{ mm}$$

$$b = 310 \text{ mm}$$

$$t_w = 21 \text{ mm}$$

$$t_f = 39 \text{ mm}$$

- Mevcut Kesit Tesirleri

$$M = 56.48 \text{ tm}$$

$$N = 88.24 \text{ ton}$$

$$H = 20.52 \text{ ton}$$

- Temel Beton Kalitesi

BS25

$$\sigma_{em} = 70 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

- Bağlantı Bilgileri

$$t_1 = 15 \text{ mm}$$

$$t' = 30 \text{ mm}$$

- Basınç (Z) ve Çekme (D) kuvvetlerinin hesaplanması

$$e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$e_z = \frac{980}{2} - 80 = 410$$

$$e_d = \frac{3 \times 980}{8} = 367.5 \text{ mm}$$

$$D = \frac{3648 + 88 \times 41}{41 + 36.75} = 93.32 \text{ ton}$$

$$Z = \frac{3648 - 88 \times 36.75}{41 + 36.75} = 5.32 \text{ ton}$$

- Beton Basınç Gerilmesi Kontrolü

$$\rho = \frac{93.32}{\frac{98}{4} \times 60} = 0.063 > 0.07 \text{ t} / \text{cm}^2$$

- Ankraj Bulonlarında kontrol

$$3 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 4.2)^2}{4} \times 4.1 \geq 5.32$$

$$42.01 \geq 5.32 \checkmark$$

- Taban levhası kalınlığı kontrolü

$$c_1 = 120 \text{ mm}$$

$$M_1 = 0.063x \frac{12^2}{2} = 4.536 \text{ t.cm / cm}$$

$$M_2 = 0.063x \frac{60}{2} \left(\frac{60}{4} - 12 \right) = 5.67 \text{ t.cm / cm}$$

$$W = \frac{3^2}{6} \Rightarrow \sigma_{em} = 3.6x1.15 = 4.14 \geq \frac{5.67}{1.5} = 3.78 \checkmark$$

30 mm kalınlığında taban levhası uygundur.

- Guse Levhası Yüksekliği

$$P = \frac{88}{4} + \frac{1}{2}x \frac{3648}{36} = 72.66 \text{ ton}$$

$$a = 7 \text{ mm için}$$

$$10 \geq \frac{72.66}{0.7x1.1x1.15} + 2x0.7 = 83.15 \text{ x}$$

Kaynak Kalınlığı arttırılmalıdır.

$$3 \text{ mm} < a_1 < 0.7x30 = 2.1$$

$a_1 = 2 \text{ cm}$ olarak seçilmiştir.

$$10 \geq \frac{72.66}{2x1.1x1.15} + 2x2 = 32 \text{ x}$$

Bu durumda guse levhası yüksekliği arttırılmalıdır. Guse levhaları 35 cm yüksekliğinde olmalıdır.

- Guse Levhası Uç Kesitinde Kontrol

$$\left. \begin{aligned} M_D &= Dx \left(\frac{A-h}{2} - \frac{A}{8} \right) = 93.32x \left(\frac{98-34}{2} - \frac{98}{8} \right) = 1843 \text{ tcm} \\ M_Z &= Zx \left(\frac{A-h}{2} - e_1 \right) = 5.32x \left(\frac{98-34}{2} - 8 \right) = 127.68 \text{ tcm} \end{aligned} \right\} M_{\max} = M_D = 1843 \text{ tcm}$$

$$y = \frac{\left(3x60x\frac{3}{2}\right) + \left(3x35x\left(\frac{35}{2} + 3\right)\right)}{2x35x3 + 3x60} = 6.21 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= 2x\left(3\frac{35^3}{12} + 35x3\left(\frac{35}{2} + 3 - 6.21\right)^2\right) + 60x\frac{3^3}{12} + 60x3x\left(6.21 - \frac{3}{2}\right)^2 \\ &= 64320 + 4128 \\ &= 68448 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{M}{I} x(h_1 + t - y) = \frac{1843}{68448} x(35 + 3 - 6.21)$$

$$\sigma = 0.85 \text{ t/cm}^2 < 2.16x1.15 = 2.5 \text{ t/cm}^2$$

- a₂ Kaynak dikişlerinde tahkik;

a₂= 7 mm için kontrol;

$$Q = \max(Z, D) = D = 93.32 \text{ ton}$$

$$S_x = 60x3x\left(6.21 - \frac{3}{2}\right) = 847.8 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{QxS_x}{2a_2xI}$$

$$\tau_k = \frac{93.32x847.8}{2x0.7x68448} = 0.825 < 1.15x1.1 = 1.265 \text{ t/cm}^2 \checkmark$$

- a₃ Kaynak dikişlerinde tahkik;

$$3\text{mm} < a_3 < 0.7x3 = 21\text{mm}$$

$$l'=250 \text{ mm}$$

$$\tau_k = \frac{H}{2a_3x(l' - 2a_3)}$$

$$\tau_k = \frac{20.52}{2x0.5x(25 - 2x0.5)} = 0.855 \text{ t/cm}^2 < 1.1x1.15 = 1.265 \text{ t/cm}^2 \checkmark$$

- Kayma Kamasında tahkik;

Kayma kaması için seçilen kesit 200*200 Kutu profildir.

Kama Boyunun Belirlenmesi;

$$l_k \geq \frac{20.52}{(20-3) \times 0.07} = 17.24 \text{ cm}$$

Kama boyu 20 cm olarak uygundur.

- a₄Kaynak dikişlerinde tahkik;

$$3\text{mm} < a_4 < 0.7 \times 1.5 = 10.5\text{mm}$$

a₄ kaynak dikişlerinin kalınlığı 7 mm seçilmiştir.

$$I_k = (l_k + 2a_4) \times \frac{(b_k + 2a_4)^3}{12} - (l_k) \times \frac{(b_k)^3}{12}$$

$$I_k = (10 + 2 \times 0.7) \times \frac{(20 + 2 \times 0.7)^3}{12} - 10 \times \frac{20^3}{12} = 2643.66 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2b_k \times a_4 + 2l_k \times a_4$$

$$F_k = 2 \times 10 \times 0.7 + 2 \times 20 \times 0.7 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{H}{F_k} = \frac{20.5}{42} = 0.488 \text{ t / cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2 \checkmark$$

$$M = \frac{1}{2} \times H \times (b_k + t')$$

$$M = \frac{1}{2} \times 20.52 \times (20 + 3) = 235.98 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{235.98}{2643.66} = 0.089 \text{ t / cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2$$

Yapılan tahkikler sonucunda mevcut kolon ayaklarında, guse levhası yüksekliği kalınlığı ve guse levhasını kolona bağlayan kaynak kalınlıkları dışında problem görülmemiştir.

Guse levhası yüksekliği, ve kaynak kalınlığı arttırılarak guse levhalasındaki problem çözülebilir. Yeni yönetmeliğe göre beşinci bölümde yapılan kontrollerde uygun ayak teşkili yapılmıştır.

4.7.2 Mafsallı kolon ayakları

Normal kuvvet ve kesme kuvveti aktaran mafsallı kolon ayaklarında taban levhası kalınlığının kontrolünde II-II kesiti gözününde tutularak Denklem (4.34), (4.35a), (4.35b), (4.35c) ve (4.36) kullanılacaktır [6].

$$\rho = \frac{N}{Ax_B} \leq \rho_{em} \quad (4.34)$$

$$M_1 = \frac{\rho c^2}{2} \quad (c = c_A + \frac{t_1}{2}) \quad \left. \vphantom{\frac{\rho c^2}{2}} \right\} \quad (4.35a)$$

$$M_2 = \frac{\rho A}{2} \quad (\frac{A}{4} - c) \quad \left. \vphantom{\frac{\rho A}{2}} \right\} \quad (4.35b)$$

$$W = \frac{t^2}{6} \quad (4.35c)$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq \sigma_{cem} \quad (4.36)$$
$$t \geq 2.45 \sqrt{\frac{M_{\max}}{\sigma_{cem}}}$$

Guse levhası yüksekliği denklem (4.37) ile hesaplanır

$$h_1 \geq \frac{N}{4a_1 x \tau_{kem}} + 2a_1 \quad (4.37)$$

Guse levhalarının uç kesitinde gerekli gerilme kontrolleri Denklem (4.38a), (4.38b) ile yapılacaktır.

$$M = (\rho x A) \frac{c_B^2}{2} \quad (4.38a)$$

$$\sigma = \frac{M}{I_x} (h_1 + t - y) \leq \sigma_{cem} \quad (4.38b)$$

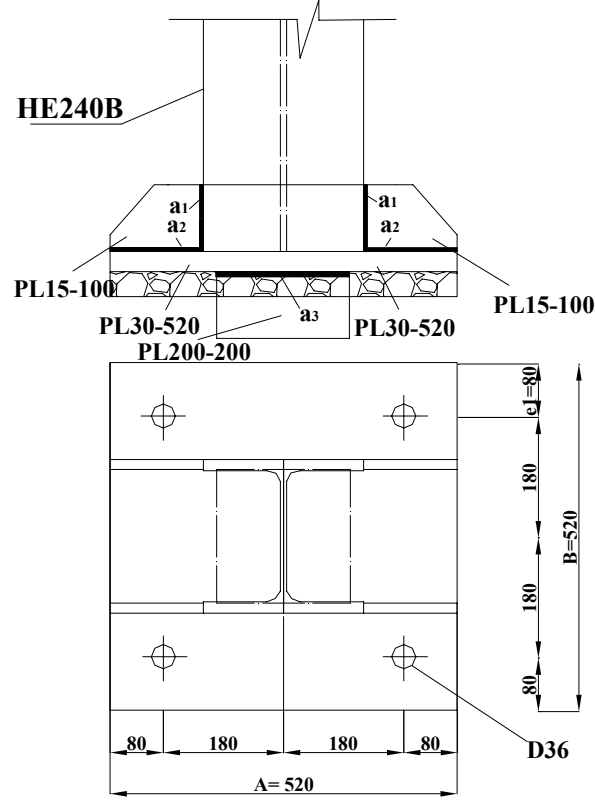
Guse levhalarını taban levhasına bağlayan (a_2) kaynaklarında gerilme kontrolleri Denklem (4.39) ile yapılacaktır.

$$\tau_k = \frac{Q x S_x}{I_x x 2 x a_2} \leq \tau_{kem} \quad (4.39)$$

a_3 kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü Denklem (4.40) ile yapılacaktır.

$$\tau_k = \frac{H}{2xa_3(l'-2a_3)} \leq \tau_{kem} \quad (4.40)$$

Mevcut yapıda tasarlanmış, kesme kuvveti ve normal kuvvet aktaran kolon ayakları Şekil 4.9 da gösterilmiştir.



Şekil 4.9 : Mafsallı Kolon Ayağı

- Mevcut kesit tesirleri

$$N=115(54) \text{ ton}$$

$$H=0.11+(\cos 49.76 \times 24.74)=16.1 \text{ ton}$$

- Taban levhası boyutlarının belirlenmesi

$$\rho = \frac{115}{52 \times 52} = 0.042 \leq 0.07$$

- I-I Kesitinde gerilme kontrolü

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{0.042 \times 14.75^2}{2} = 4.56 \text{ tcm} & (c = 140 + \frac{15}{2} = 147.5) \\ M_2 &= \frac{0.042 \times 52}{2} \left(\frac{52}{4} - 14.75 \right) = 1.91 \text{ tcm} \end{aligned} \right\} M_{\max} = 4.56 \text{ tcm}$$

$$W = \frac{3^2}{6} = 1.5 \text{ cm}^3 / \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{4.56}{1.5} = 3.04 \leq 3.6 \times 1.33 = 4.78 \quad \checkmark$$

$$3 \geq 2.45 \sqrt{\frac{4.56}{4.78}} = 2.39$$

- Guse levhası yüksekliğinin kontrolü

$$10 \geq \frac{115}{4 \times 0.7 \times 1.1 \times 1.15} + 2 \times 0.7 = 33.86 \text{ x}$$

Guse levhası yüksekliği yada kaynak kalınlığı arttırılmalıdır.

Kaynak kalınlığı 1 cm olacak şekilde seçilip kontrol yapıldığında;

$$10 \geq \frac{115}{4 \times 1 \times 1.1 \times 1.15} + 2 \times 1 = 24.72 \text{ x}$$

Levha yüksekliği 30 cm ve kaynak kalınlığı 1 cm olacak şekilde teşkil yapılmalıdır.

- Guse levhası uç kesitinde gerilme kontrolleri

$$y = \frac{(15 + 1.5) \times 30 \times 1.5 \times 2 + 3 \times 52 \times 1.5}{3 \times 52 + 2 \times 30 \times 1.5} = 6.98$$

$$I = 2 \times 1.5 \times \frac{30^3}{12} + 2 \times 30 \times 1.5 \times (15 - 6.98)^2 + 52 \times \frac{3^3}{12} + 52 \times 3 \times (6.98 - 1.5)^2$$

$$= 17340.57 \text{ cm}^4$$

$$M = (0.042 \times 52) \frac{14^2}{2} = 214.03 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{214}{17340} (30 + 3 - 6.98) = 0.321 \leq 2.16 \times 1.15 = 2.50 \quad \checkmark$$

- a₂ Kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü

$$S_x = 52 \times 3 \times (6.98 - \frac{3}{2}) = 854.88 \text{ cm}^3$$

$$Q = 52 \times 0.042 \times 14 = 30.576 \text{ ton}$$

$$\tau_k = \frac{30.576 \times 854.88}{17340 \times 2 \times 0.7} = 1.07 \leq 1.1 \times 1.15 = 1.26 \quad \checkmark$$

- a₃ Kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü

$$\tau_k = \frac{16.1}{2 \times 0.7 (21 - 2 \times 0.7)} = 0.586 \leq 1.1 \sqrt{}$$

- Kayma kaması boyunun kontrolü

$$l_k \geq \frac{16.1}{(20 - 3) \times 0.07} = 13.5 \text{ cm}$$

Kama boyu 20 cm olarak uygundur.

- a₄ Kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü

$$I_k = (20 + 2 \times 0.7) x \frac{(20 + 2 \times 0.7)^3}{12} - (20) x \frac{(20)^3}{12}$$

$$= 4143.95 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2 \times 20 \times 0.7 + 2 \times 20 \times 0.7 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{H}{F_k} = \frac{16.1}{56} = 0.287 \text{ t / cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2 \sqrt{}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 16.1 \times (20 + 3) = 185.15 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{185.15}{4143.95} = 0.045 \text{ t / cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2$$

5. YAPININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE KONTROLÜ

Daha önce de belirtildiği gibi; mevcut yapı, yeni deprem yönetmeliği kriterlerine göre yüksek sünek yapı sınıfına girmekte bunun sonucu olarak da kesit ve birleşimlerde birçok ek şartın sağlanması istenmektedir. ETABS V.9.1.4 programı yardımı ile mevcut paftalar üzerinden oluşturulan yapı matematik modeli, 3. bölümde belirtilen kombinasyonlar ile “Modal Analiz” ve “Eşdeğer Deprem Yöntemi” metodları uygulanarak çözümlenmiştir. Spektral Analiz taban kesme kuvvetleri ile Eşdeğer Deprem Kuvveti yönteminde taban kesme kuvveti ve kütle katılım oranları dikkate alınarak, hesaplara spektral analiz değerleri ile devam edilmiştir. Buradan çıkan iç kuvvetler kullanılarak; 2007 deprem yönetmeliği 4. bölümdeki kesit kontrolleri ve mevcut birleşim detayları incelenerek, kesit yetersizlikleri araştırılmıştır.

5.1 Hesapta Dikkate Alınan Büyüklükler

5.1.1 Deprem yükünün hesabı

2007 Deprem yönetmeliğine göre; yapının hesabında dikkate alınacak deprem yükünün nasıl bulunacağı bölüm 2.1.5 te anlatılmıştır. Mevcut yapı ETABS V.9.1.4 programı kullanılarak çözümlenirken, “Eşdeğer Deprem Yüğü” ve “Modal Analiz” çözüm yöntemleri uygulanmıştır. Taban kesme kuvveti arasında istenen oran şartı sağlandıktan sonra ise “Modal Analiz” yöntemi ile çözüme devam edilmiştir.

Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre Bölüm 2, Denklem (2.5) kullanılarak taban kesme kuvveti el ile hesaplanmıştır ve programdaki değerler kontrol edilmiştir. Denklem (2.5) de hesap esnasında kullanılan, “Bina birinci doğal titreşim periyodu” 2007 yönetmeliğinde, Denklem (5.1) ile bulunmaktadır. Bu değer ETABS dan alınmıştır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (5.1)$$

Mevcut yapıda Denklem (5.1) ile bulunan yapı birinci doğal titreşim periyodu;

$$T_{1x}=1.402 \text{ s}$$

$$T_{1y}=0.62$$

$T > T_B$ için Denklem (2.3c) kullanılarak hesaplanan spektrum katsayısı:

$$S(T)_x = 2.5 \times (0.3/1.402)^{0.8} = 0.73$$

$$S(T)_y = 2.5 \times (0.3/0.62)^{0.8} = 1.41$$

Yapı ağırlığı kat diyaframlarına göre Tablo 5.1 de verilmiştir.

Tablo 5.1 : Kat Ağırlıkları

Kat Numarası	Diyafram Numarası	Kütle	Ağırlık (ton)
Kat 1	D1	37,46	367,50
Kat 2	D2	43,12	423,00
Kat 3	D3	42,93	421,12
Kat 4	D4	42,93	421,12
Kat 5	D5	52,83	518,22
Kat 6	D6	9,84	96,52
Toplam		229,10	2247,49

Denklem (2.5) taban kesme kuvveti formülünde ilgili değerler yerine konulursa

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

$$V_{tx} = \frac{2247.49 \times 0.3 \times 1.4 \times 0.73}{8} = 85.92 \text{ ton} \geq 0.10 \times 0.3 \times 1.4 \times 2247.49 = 94.39 \text{ ton}$$

$$V_{ty} = \frac{2247.49 \times 0.3 \times 1.4 \times 1.41}{5} = 267.6 \text{ ton} \geq 0.10 \times 0.3 \times 1.4 \times 2247.49 = 94.39 \text{ ton}$$

Modal Analiz için kullanılacak taban kesme kuvvetleri için β katsayısı düzenli binalar için 0.8 olarak alınmaktadır. Buna göre yapıya etkiyen taban kesme kuvvetleri için minimum değerler

$$\begin{aligned} V_{tx} &= 94.39 \times 0.8 \text{ ton} \\ &= 75.51 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ty} &= 267.6 \times 0.8 \text{ ton} \\ &= 214 \text{ ton} \end{aligned}$$

olarak bulunup hesaplarda $V_{tx} = 75.51 \text{ ton}$, $V_{ty} = 214 \text{ ton}$ olarak alınmıştır.

5.1.2 Yükleme kombinasyonları

Etabs programında yükleme kombinasyonları “Eşdeğer Deprem Yüğü” ve “Modal Analiz” yöntemleri için ayrı ayrı oluşturulmuştur. Yükleme kombinasyonlarında

Ölü Yükleme için	“G”
Hareketli yükleme için	“Q”
Deprem yükleme için	“E”
Rüzgar yükleme için	“W”

Kısaltmaları kullanılmıştır.

Eşdeğer Deprem Yüğü yöntemi için oluşturulan yükleme kombinasyonlarında:

EX : X yönünde eksantrisitesiz

EX1: X yönünde +0.05 eksantrisiteli

EX2: X yönünde -0.05 eksantrisiteli

EY: Y yönünde eksantrisitesiz

EY1: Y yönünde +0.05 eksantrisiteli

EY2: Y yönünde -0.05 eksantrisiteli

Yükleme durumlarını göstermektedir.

Modal Analiz yöntemine göre oluşturulan kombinasyonlarda ise:

SPX : X Yönünde eksantrisitesiz

SPX1: X Yönünde 0.05 eksantrisiteli

SPY : Y Yönünde eksantrisitesiz

SPY1: Y Yönünde 0.05 eksantrisiteli

Yükleme durumlarını göstermektedir.

Bu yükleme durumlarına göre oluşturulan kombinasyonlar ve kombinasyon numaraları Tablo 5.2 de gösterilmiştir.

Tablo 5.2 : 2007 Yönetmeliğine GöreYükleme Kombinasyonları

Kombinasyon Numarası	Ölü Yükler	Hareketli Yükler	Deprem Yükleri		Rüzgar Yükleri
Comb 1	1G	1Q			
Comb 2	1G	1Q	1EX1	0.3EY	
Comb 3	1G	1Q	1EX1	-0.3EY	
Comb 4	1G	1Q	-1EX1	0.3EY	
Comb 5	1G	1Q	-1EX1	-0.3EY	
Comb 6	1G	1Q	1EX2	0.3EY	
Comb 7	1G	1Q	1EX2	-0.3EY	
Comb 8	1G	1Q	-1EX2	0.3EY	
Comb 9	1G	1Q	-1EX2	-0.3EY	
Comb 10	1G	1Q	1EY1	0.3EX	
Comb 11	1G	1Q	1EY1	-0.3EX	
Comb 12	1G	1Q	-1EY1	0.3EX	
Comb 13	1G	1Q	-1EY1	-0.3EX	
Comb 14	1G	1Q	1EY2	0.3EX	
Comb 15	1G	1Q	1EY2	-0.3EX	
Comb 16	1G	1Q	-1EY2	0.3EX	
Comb 17	1G	1Q	-1EY2	-0.3EX	
Comb 18	0,9G		1EX1	0.3EY	
Comb 19	0,9G		1EX1	-0.3EY	
Comb 20	0,9G		-1EX1	0.3EY	
Comb 21	0,9G		-1EX1	-0.3EY	
Comb 22	0,9G		1EX2	0.3EY	
Comb 23	0,9G		1EX2	-0.3EY	
Comb 24	0,9G		-1EX2	0.3EY	
Comb 25	0,9G		-1EX2	-0.3EY	
Comb 26	0,9G		1EY1	0.3EX	
Comb 27	0,9G		1EY1	-0.3EX	
Comb 28	0,9G		-1EY1	0.3EX	
Comb 29	0,9G		-1EY1	-0.3EX	
Comb 30	0,9G		1EY2	0.3EX	
Comb 31	0,9G		1EY2	-0.3EX	
Comb 32	0,9G		-1EY2	0.3EX	
Comb 33	0,9G		-1EY2	-0.3EX	
Comb 34	1G				
Comb 35	1G	1Q	2,5EX		
Comb 36	1G	1Q	2,5EY		
Comb 37	0,9G		2,5EX		
Comb 38	0,9G		2,5EY		
Comb 39	1G	1Q			1WX
Comb 40	1G	1Q			1WY
Comb 41	0,9G				1WX
Comb 42	0,9G				1WY
Comb 2D	1G	1Q	1SPX1	0.3SPY	
Comb 3D	1G	1Q	1SPY1	0.3SPX	
Comb 4D	0,9G		1SPX1	0.3SPY	
Comb 5D	0,9G		1SPY1	0.3SPX	
Comb 6D	1G	1Q	2,5SPX		
Comb 7D	1G	1Q	2,5SPY		
Comb 8D	0,9G		2,5SPX		
Comb 9D	0,9G		2,5SPY		

5.2 Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü

2007 deprem yönetmeliğine göre: Herhangi bir kolon veya perde için; ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını veren ifade, göreli kat ötelemesi olarak tanımlanmış olup, bu değer Denklem (5.2) ile hesaplanır [4].

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (5.2)$$

Her bir deprem doğrultusu için binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde Denklem (5.2) ye göre hesaplanan değerlerden maksimum olanların, Denklem (5.3) de verilen sınırı aşmaması istenmektedir. Bu sınır değerlerin kontrolü Tablo 5.3 de verilmiştir. X yönü için Comb 2D ve 3D, Y yönü için ise Comb 4D ve 5D yüklemeleri dikkate alınmıştır. Her iki yönde de limit değerın aşılması gibi bir sorun görülmemiştir.

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.02 / R \quad (5.3)$$

Tablo 5.3 : Göreli Kat Ötelemesi Kontrolleri

Kat No	Kat Yüksekliği H (m)	Maks. Relatif Deplasman		Deplasman		Kontrol		
		X Yönü	Y Yönü	X $\Delta_{\max}/h_i \cdot R$	Y $\Delta_{\max}/h_i \cdot R$	Limit	X Yönü	Y Yönü
		Comb (2D)	Comb (3D)					
1	3,9	0,005	0,003	0,0111	0,0037	0,02	S.Yok	S.Yok
2	3,9	0,006	0,004	0,0127	0,0051	0,02	S.Yok	S.Yok
3	3,9	0,006	0,005	0,0123	0,0059	0,02	S.Yok	S.Yok
4	3,9	0,005	0,005	0,0098	0,0063	0,02	S.Yok	S.Yok
5	3,9	0,004	0,005	0,0072	0,0062	0,02	S.Yok	S.Yok
6	2,8	0,001	0,004	0,0040	0,0077	0,02	S.Yok	S.Yok

5.3 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

2007 deprem yönetmeliğine göre; taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadığı sürece ikinci mertebe etkileri aşağıdaki şekilde dikkate alınır.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe göstergesi değeri olarak belirtilen θ_i nin Denklem (5.4) te verilen sınır değeri aşmaması

durumunda, oluşturulan model aynen kullanılabilir. Sınır durumun aşılması durumunda ise taşıyıcı sistem rijitliği arttırılarak deprem hesabı tekrarlanmalıdır [4].

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{j=1}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (5.4)$$

Tablo 5.4 : İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü

Kat No	Kat Yüksekliği (m)	Kat Ağırlığı (ton)	Kesme Kuvveti		$\Delta_{\text{iort}} (x)$	$\Delta_{\text{iort}} (y)$	θ_{ix}	θ_{iy}	Kontrol
			X Yönü (ton)	Y Yönü (ton)					
1.Kat	3,9	367,73	78,19	214,68	0,005	0,003	6×10^{-3}	3×10^{-6}	S.Yok
2.Kat	3,9	423,23	71,79	200,8	0,006	0,004	9×10^{-3}	4×10^{-6}	S.Yok
3.Kat	3,9	421,35	62,38	174,57	0,006	0,004	1×10^{-2}	4×10^{-6}	S.Yok
4.Kat	3,9	421,35	51,15	143,97	0,005	0,005	1×10^{-2}	3×10^{-6}	S.Yok
5.Kat	3,9	518,45	36,92	102,18	0,003	0,004	11×10^{-3}	3×10^{-6}	S.Yok
6.Kat	2,8	96,37	9,54	29,48	0,001	0,004	5×10^{-3}	1×10^{-5}	S.Yok

Tablo 5.4 de görüldüğü gibi ikinci mertene göstege değeri θ_i nin sınır değeri aşmadığı görülmüştür.

5.4 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerin Sağlaması Gereken Koşullar

Yeni deprem yönetmeliğinde süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin sağlaması gerekli koşullar 4.bölümde “4.3” başlığı altında incelenmiştir. Bu kapsamda; başlık genişliği/başlık kalınlığı, kesit yüksekliği/gövde kalınlığı, kolonların kirişlerden güçlü olması, kiriş kolon birleşim bölgeleri, kolon kiriş ekleri, kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi olmak üzere altı ana başlıkta incelemeler yapılarak kesit yetersizlikleri olup olmadığı incelenmiştir.

5.4.1 Enkesit koşulları

2007 Deprem yönetmeliğinde belirtilen enkesit koşullarının sağlaması gereken şartlar arasında, 1998 yönetmeliğinde ve daha önce belirtilmeyen, kesitlerde kompaktlık terimine yer verilmiştir. Bu çerçevede, kesitlerde başlık genişliği/başlık kalınlığı gövde genişliği/gövde kalınlığı oranları sınırlandırılarak burkulmadan dolayı meydana gelebilecek erken göçmelerin engellenmesi amaçlanmıştır.

Bilindiği gibi, kullanılan elastik hesap yönteminde çelik elemanların akma dayanımına kadar emniyetle yük taşıdığı kabul edilmektedir. Fakat; malzeme

kalitesinden bağımsız ve enkesit tasarımına bağlı olarak, mevcut bir kesit, üzerine gelen aksenal basınç etkisinde, akma gerilmesinden önce burkularak taşıma kapasitesini yitirir ise göz önüne alınan emniyet gerilmesinin altında bir yerde taşıyıcılığını kaybeder. Bunun sonucu olarak yapıda öngörülmemiş bir göçme riski meydana gelir. Bunu engellemek için 2007 Deprem yönetmeliğinde kesit boyutları arasındaki oranlar sınırlandırılmıştır.

Bunun dışında, yine 1998 yönetmeliğinde belirtilmeyen, arttırılmış deprem yükleri altında kolonlarda basınç ve çekme kapasitesi kontrolleri yeni yönetmeliğe eklenmiştir. Buna göre, denklem (5.5a) ve denklem (5.5b) ye göre her bir yön için ayrı ayrı, arttırılmış deprem kuvvetleri yapıya etkitilmekte ve bunlardan en elverişsiz olanı göz önüne alınmaktadır. Tablo 5.5 de taşıyıcı sistem türüne bağlı olarak arttırma katsayıları belirtilmiştir. Mevcut yapı bir yönde merkezi çelik çaprazlı sistem diğer yönde ise çerçevelerden oluştuğu için en elverişsiz kuvvetleri verecek olan “Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler” e karşılık verilen $\Omega_0 = 2.5$ değeri kullanılmıştır.

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E \quad (5.5a)$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (5.5b)$$

Tablo 5.5 : Ω_0 Deprem Arttırma Katsayıları

Taşıyıcı Sistem	Ω_0
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal	2
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

5.4.1.1 Başlık genişliği/kalınlığı ve gövde genişliği/kalınlığı kontrolleri

Deprem Yönetmeliğinde belirtilen başlık genişliği/kalınlığı ve gövde genişliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar, Tablo 5.6 da verilmiştir. Başlık genişliği/kalınlığı oranlarına ait sınır değerlerin kontrolü için, birinci bölüm, malzeme karakteristik değerlerinde belirtilen, St44 kalite yapı çeliğinin elastisite modülü değeri olan 2100 ve akma gerilmesi değeri olan 2,75 t/cm² kullanılmıştır. Mevcut yapının çözümünden elde edilen deprem yükleri ve düşey yüklerin ortak etkisinden oluşan kolon normal kuvvet (N_d) değerleri alınarak, kesitlere ait sınır değerler Denklem (5.6) ve Denklem (5.7) ile hesaplanmıştır. Sonuçlar, hesap

kolaylığı açısından, Microsoft Excel programı yardımı ile oluşturulan tablolar ile sunulmuştur.

Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I ve kesitlerde $b/2t$ oranı

$$0.3\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (5.6)$$

Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitlerde D/t oranı

$$0.05 \frac{E_s}{\sigma_a} \quad (5.7)$$

Gövde genişliği/kalınlığı sınır değerleri Tablo 5.6 dan ilgili kesitlere ve kesitlerin çalışma biçimine karşı gelen değerlerin hesabı ile bulunmuştur. Bu hesap sırasında Denklem (5.8), Denklem (5.9) ve Denklem (5.10) kullanılmıştır.

$$\begin{aligned} &|N_d / \sigma_a x A| \leq 0.1 \text{ için} \\ &3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a x A} \right| \right) \end{aligned} \quad (5.8)$$

$$\begin{aligned} &|N_d / \sigma_a x A| > 0.1 \text{ için} \\ &1.33\sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a x A} \right| \right) \end{aligned} \quad (5.9)$$

Eğilme Etkisindeki I kesitlerde

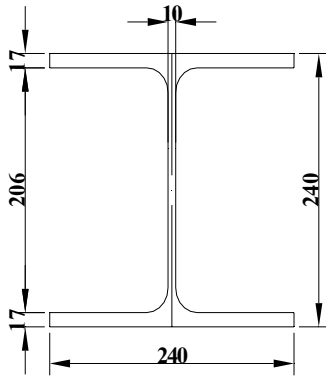
$$3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (5.10)$$

Tablo 5.6 : Başlık genişliği/Kalınlığı ve Gövde genişliği/Kalınlığı sınır değerleri [4]

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$5.0\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Basınç etkisindeki T Kesitleri L Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
		$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_s}$	$0.08 \frac{E_s}{\sigma_s}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$1.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Tanımlar b : I, U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği h : I, U, T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu D : dairesel halka kesitlerde (borularda) dış çap t : I, U, T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı halka kesitlerde (borularda) kalınlık t_w : I, U, T, L kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı			

Mevcut yapı; X yönünde “Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler”, Y yönünde ise “Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı” perdelerin sağlaması gereken koşullara göre kontrol edildiğinden ve her iki sistem için de, başlık genişliği/kalınlığı gövde yüksekliği/kalınlığı kontrollerinin aynı formüllerle bulunan sınır değerleri sağlaması gerektiğinden, X ve Y yönü tablolarında birlikte verilmiştir. Bu nedenle Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin kiriş ve kolonlarının sağlaması gereken enkesit koşullarına ait bölümde bu tablolar tekrar verilmeyecektir. Aşağıda, ilgili kontroller, HE240B kesiti için verilmiştir. Diğer kesitlere ait tablolar EKA da verilmiştir.

HE240B Kesitli Kolonlar



Şekil 5.1 : HE240B Kesiti

Şekil 5.1 :de gösterilen HE240B kesitine ait kesit değerleri:

$$b=240\text{mm}$$

$$t_b=17\text{mm}$$

$$h=240\text{mm}$$

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

$$A= 106 \text{ cm}^2$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t / cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

Eksenel kuvvet ve eğilme altındaki bu elemanlarda başlık genişliği/kalınlığı oranları için Tablo 5.6 dan alınan Denklem (5.6) kullanılacaktır.

$$b/2t < 0.3\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (5.6)$$

$$12/1.7 < 0.3\sqrt{21000000/27500} = 8.29 \quad \checkmark$$

Eksenel kuvvet ve eğilme altındaki bu elemanlarda Gövde genişliği/kalınlığı sınır değerlerinin hesaplanması için Denklem (5.8) veya (5.9) dan ilgili olan kullanılacaktır. 1' ve 4' akslarında bulunan HE240B kesitli kolonlara ait normal kuvvetler X ve Y yönleri için spektral analiz kombinasyonlarından en elverişsiz değerler olarak alınarak Tablo 5.7 de verilmiştir. Bu kuvvetler ile $(MaksN_d)/\sigma_a \times A$ değeri hesaplanmış ve bulunan değer 0.1 den büyük yada küçük olmasına bakılarak denklem (5.7) veya denklem (5.8) den ilgili olan ile sınır değeri hesaplanmıştır. Kesit

yükseklik/gövde kalınlığı oranları ile sınır değerler karşılaştırılarak kontrol stununda problemsiz olanlar için “SYOK” problemliler için “ KONTROL” yazılmıştır.

h//tw

$$|N_d / \sigma_a x A| \leq 0.1 \text{ için} \\ 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a x A} \right| \right) \quad (5.8)$$

$$|N_d / \sigma_a x A| > 0.1 \text{ için} \\ 1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a x A} \right| \right) \quad (5.9)$$

Tablo 5.7 : 1’ ve 4’ Aksları HE240B Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (tw)
Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet		(MaksN _d) /σ _a xA	Sınır Değer	h/t _w	Kontrol
		X Yönü	Y Yönü				
		ton	ton				
1’ Aksı	C5	-49,8	-73,0	0,25	68	24	SYOK
	C11	-53,1	-76,3	0,26	68	24	SYOK
4’ Aksı	C10	-68,8	-91,2	0,31	66	24	SYOK
	C16	-73,8	-96,4	0,33	65	24	SYOK

Kirişlerde başlık genişliği/kalınlığı kesit yüksekliği/gövde kalınlığı oranları:

Kiriş kesit başlık genişliği/başlık kalınlığı ve gövde yüksekliği/gövde kalınlığı oranları Denklem (5.6) ve Denklem (5.10) dan hesaplanan değerler ile kesit değerlerinin karşılaştırılması ile kontrol edilmiştir. Tablo 5.8 de kirişler için, denklemlerden hesaplanan sınır değerler ve kesit özelliklerine bağlı olarak bulunan b/t, h/tw değerleri verilmiş ve Kontrol stununda sınır değerin altındaki kesit değerleri için “SYOK” problemliler için “Kontrol” yazılmıştır. Sonuç olarak; kiriş enkesitlerinde başlık genişliği/kalınlığı gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarında sınır değeri aşan görülmemiştir.

Tablo 5.8 : Kirişlerde b/t, h/tw kontrolleri

Kiriş Enkesiti	b	t	b/t	Sınır Değer	h	tw	h/tw	Sınır Değer	Kontrol	
									b/t	h/tw
IPE360	170	12,7	6,69	8,29	360	8	45	88	SYOK	SYOK
IPE450	190	14,6	6,51	8,29	450	9,4	48	88	SYOK	SYOK
IPE300	150	10,7	7,01	8,29	300	7,1	42	88	SYOK	SYOK
IPE200	100	8,5	5,88	8,29	200	5,6	36	88	SYOK	SYOK
HE300B	300	19	7,89	8,29	300	11	27	88	SYOK	SYOK

5.4.1.2 Arttırılmış deprem kuvvetlerine göre kontrol

2007 Deprem yönetmeliğinde süneklik düzeyi yüksek sistemlerin sağlaması gereken enkesit koşulları arasında, arttırılmış deprem yükleri altında, arttırılmış çekme ve basınç emniyet gerilmelerinin kontrol edilmesi gerektiği belirtilmiştir. Birinci ve ikinci deprem bölgelerinde, arttırılmış deprem yükleri altında denklem (5.11a) ve denklem (5.11b) de verilen arttırılmış basınç ve emniyet gerilmeleri altında kolonların emniyetle yük taşıdığı kontrol edilmektedir. Bu şartın kontrolünde Denklem (5.4a) ve Denklem (5.4b) de verilen yükleme kombinasyonları ile arttırılan deprem yükleri ile kullanılmaktadır. Arttırılmış deprem kuvvetleri altında yapılan kontrollerde Denklem (5.11a) ve (5.11b) de verilen kapasite deperleri kullanılacaktır.

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi } N_{bp} = 1.7\sigma_{bem} A \quad (5.11a)$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi } N_{cp} = \sigma_a A_n \quad (5.11b)$$

Basınç emniyet gerilmesi TS-648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları isimli Türk Standardında belirtildiği gibi hesaplanmıştır. Basınç emniyet gerilmesi, farklı çelik sınıfları için hazırlanmış tablolardan yada Denklem (5.12a), Denklem (5.12b) Denklem (5.12c) ve Denklem (5.12d) den hesaplanarak bulunabilmektedir [5]. Verilen tablolar arasında, St44 kalitesinde yapı çeliği için hesaplanmış emniyet gerilmesi değerleri olmadığı için, denklemler kullanılarak her elemanın X ve Y yönleri depremlerinde ayrı ayrı basınç emniyet gerilmeleri hesaplanmıştır.

Eksenel basınca çalışan çubuğun narinliği λ_p den az ise

$$(\lambda \leq \lambda_p) \quad (5.12a)$$

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

Çubuğun narinliği ($\lambda \geq \lambda_p$) ise

$$(5.12b)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{2}{5} x \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \text{ veya}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{8290000}{\lambda^2}$$

$n =$ Emniyet katsayısı ≥ 1.67

$$n = 1.67 \quad \lambda < 20 \quad (5.12c)$$

$$n = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 \quad 20 \leq \lambda_p \leq \lambda$$

$$n = 2.5 \quad \lambda \geq \lambda_p$$

$E =$ Elastisite modulu

$\sigma_a =$ Çeliğin akma sınırı

$\lambda_p =$ Plastik narinlik sınırı

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}} = \frac{6438,4}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (5.12d)$$

$\sigma_{bem} =$ Basınç emniyet gerilmesi

Kolonlara gelen arttırılmış deprem yüklemeleri altında en elverişsiz normal kuvvetler ETABS 9.1.4 programında hesaplanarak akslara göre Tablo 5.9 ve Tablo 5.10 da verilmiştir. HE240B, HE300M, HE280M, HE260M kesitli kolonlarda emniyet gerilmeleri ve gerilme kontrolleri, oluşturulan EXCEL tabloları ile hesaplanmıştır.

Tablo 5.9 : 1', 1, 2, 3, 4, 4' Aksları-Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvetler

Aks No	Kolon No	Arttırılmış Deprem Yüklemelerinden Bulunan Normal Kuvvetler	
		X Yönü	Y Yönü
		ton	ton
1' Aksı	C5	-43,4	-106,8
	C11	-46,7	-110,1
1 Aksı	C1	-67,8	-252,1
	C6	-121,6	-289,6
	C12	-159,2	-139,6
	C17	-116,6	-98,3
	C21	-64,6	-251,6
	C25	-84,3	-250,5
2 Aksı	C2	-109,6	-208,7
	C7	-110,5	-239,6
	C13	-197,9	-195,6
	C18	-185,7	-183,4
	C22	-99,3	-225,1
	C26	-112,0	-215,2
3 Aksı	C3	-109,4	-206,3
	C8	-111,3	-237,7
	C14	-198,1	-195,9
	C19	-185,7	-183,4
	C23	-99,0	-222,2
	C27	-112,6	-213,6
4 Aksı	C4	-71,4	-245,9
	C9	-135,2	-292,5
	C15	-176,8	-157,3
	C20	-116,6	-98,3
	C24	-63,0	-239,5
	C28	-86,4	-242,7
4' Aksı	C10	-63,0	-122,1
	C16	-68,2	-127,0

Tablo 5.10 : 1, 2, 3, 4 Aksları Ust Kat HE280B Kolonları Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Normal Kuvvetleri

Aks No	Kolon No	Arttırılmış Deprem Yüklemelerinden Bulunan Normal Kuvvetler	
		X Yönü	Y Yönü
		ton	ton
1 Aksı	C1	-41,2	-124,0
	C6	-71,3	-146,9
	C12	-97,9	-88,5
	C17	-67,7	-58,9
	C21	-36,0	-120,4
	C25	-47,8	-123,0
2 Aksı	C2	-65,1	-110,8
	C13	-132,7	-131,6
	C18	-120,5	-119,3
	C26	-63,7	-110,6
3 Aksı	C3	-65,0	-110,0
	C14	-132,9	-131,8
	C19	-120,5	-119,3
	C27	-64,0	-110,3
4 Aksı	C4	-43,1	-123,7
	C9	-79,5	-151,5
	C15	-109,1	-99,7
	C20	-67,8	-58,9
	C24	-34,6	-115,9
	C28	-49,3	-121,3

Arttırılmış deprem kuvvetleri altında bulunan kolon normal kuvvetleri, yukarıda verilen ilgili tablolardan alınarak, Denklem (5.11a) dan hesaplanan arttırılmış emniyet gerilmeleri ile kıyaslanmış ve kolonların gerekli şartı sağladığı doğrulanmıştır. Aşağıda Tablo 5.11 de, 1' ve 4' Aksında bulunan HE240B kesitli kolonların, 2007 Deprem yönetmeliğinde istenen; arttırılmış deprem yüklemeleri altında oluşan, en elverişsiz normal kuvvetlerde, gerekli basınç gerilmelerini sağladığını göstermektedir.

Tabloda; ETABS dan alınan normal kuvvetlerin, en kesit alanlarına bölünmesi sonucu, mevcut gerilmeler bulunmuş ve bunlar arttırılmış gerilmelerle kıyaslanmıştır. Gerilmenin arttırılmış emniyet gerilmesinden küçük olması durumunda kontrol kısmına “SYOK” büyük olması durumunda ise “Kontrol” yazılmıştır.

Bu tablolardan da anlaşılacağı gibi; kolon kesitlerinin, X ve Y yönleri için, denklem (5.5a) veya (5.5b) arttırılmış depremli yükleme kombinasyonlarından bulunan en elverişsiz normal kuvvetler altında arttırılmış basınç emniyet gerilmelerini sağladığı görülmüştür.

Tablo 5.11 : HE240B Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet		N/A		Arttırılmış Deprem Yükleri Altında σ_{bem}		Kontrol	
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü
		ton	ton	ton/cm ²	ton/cm ²	ton/cm ²	ton/cm ²		
1' Aksı	C5	-43,4	-106,8	0,41	1,01	1,92	2,12	SYOK	SYOK
	C11	-46,7	-110,1	0,44	1,04	1,92	2,12	SYOK	SYOK
4' Aksı	C10	-63,0	-122,1	0,59	1,15	1,92	2,12	SYOK	SYOK
	C16	-68,2	-127,0	0,64	1,20	1,92	2,12	SYOK	SYOK

HE260M, HE300M, HE280M kesitli kolonların arttırılmış deprem kuvvetleri altında basınç gerilme kontrol tabloları EKB de verilmiştir.

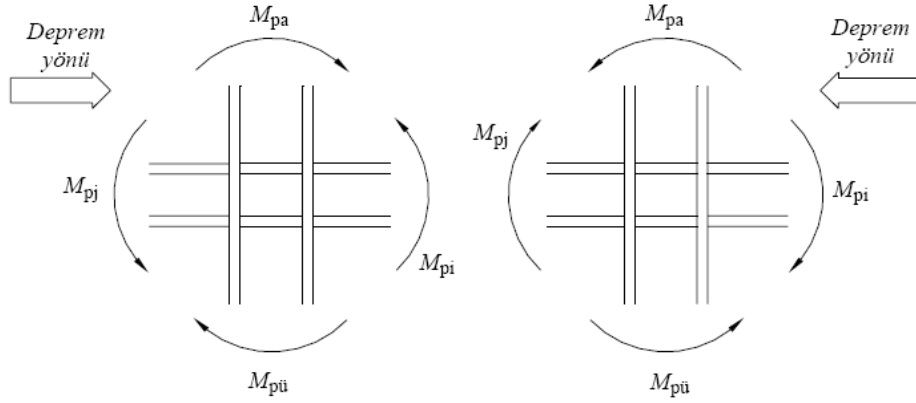
5.4.2 Güçlü kolon zayıf kiriş kontrolü

Yapılarda göçme ve göçmenin hangi şekilde gerçekleşeceği, inşaat mühendisliğinde en önemli konulardan birisidir. Kesit hesapları ne kadar hassas ve ne kadar güvenli tarafta kalınarak yapılırsa yapılsın, göçme şeklinin öngörülmesi, yapılacak yapıda yaşayacak insanların, can ve mal güvenliği açısından çok önemlidir.

Yapıya gelen deprem kuvvetleri altında; kirişlerden, birleşimlerden yada kolonlardan göçme olabilir. Kirişleri kolonların taşıdığı ve kirişlerde göçmeler olsa dahi yapının ayakta kalabileceği düşünülünce, göçmenin kolonlardan değil, kirişlerden başlaması istenir.

Deprem yönetmeliğinde istenen; güçlü kolon zayıf kiriş kontrolleri ile yapının göçme biçimi, boyutlandırma aşamasında tasarımcıya dikte ettirilmiş ve göçme şekli bilinen bir yapı boyutlandırması etmesi sağlanmıştır. Bu kontrollere göre; çerçeve veya perde-çerçeve sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon – kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki

eğilme momenti kapasiteleri toplamının 1.1Da katından daha büyük olacaktır şartı istenmiştir [4]. Şekil 5.2 de deprem doğrultusu ve bunun sonucu düğüm noktasında oluşan eğilme kapasiteleri verilmiş ve kesitte oluşacak bu değerlerin Denklem (5.13) u sağlaması istenmiştir.



Şekil 5.2 : Deprem doğrultusuna göre düğüm noktasındaki eğilme kapasiteleri [4]

$$(M_{pa} + M_{pu}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (5.13)$$

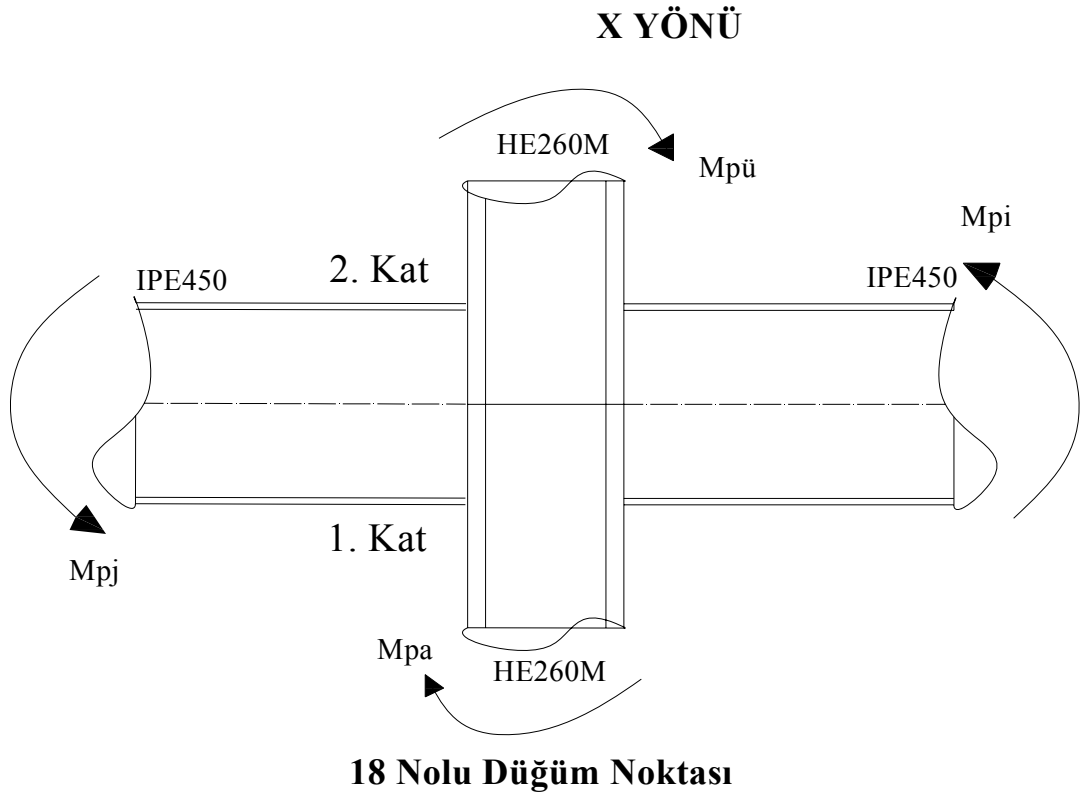
Da yapı çeliği sınıfı ve eleman türüne bağlı olarak verilen arttırma değeri olup Tablo 5.12 den uygun değer olan 1.1 olarak alınarak hesaplara katılmıştır.

Tablo 5.12 : Da Arttırma Katsayıları

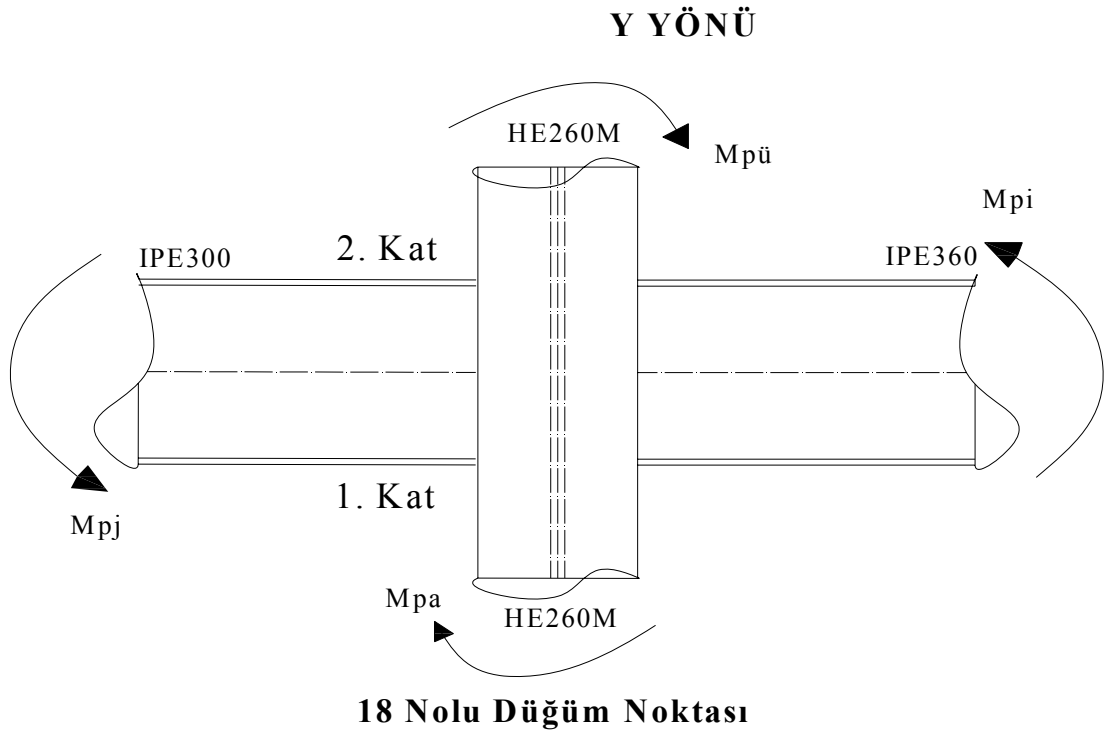
Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	D _a
Fe 37 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.2
Diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri	1.1
Tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar	1.1

Mevcut yapıda 1. Kat 18 nolu düğüm noktası için, güçlü kolon zayıf kiriş kontrolleri adım adım verilmiştir. Tüm düğüm noktalarının kontrollerini aynı şekilde vermek yerine EXCEL programı yardımı ile kontrol tablosu oluşturulmuştur. Şekil 5.3 Birinci kat 18 nolu düğüm noktası X yönü birleşimini göstermektedir.

Şekil 5.4 ise birinci kat, 18 nolu düğüm noktası, Y yönü şematik birleşimini göstermektedir.



Şekil 5.3 : 1. Kat 18 Nolu Düğüm Noktası X yönü şematik birleşim



Şekil 5.4 : 1. Kat 18 Nolu Düğüm Noktası Y yönü şematik birleşim

18 nolu düğüm noktası için hesap aşamaları aşağıda adım adım verilmiştir. Yukarıdaki şekillere bakıldığında, düğüm noktasında, birinci ve ikinci kat

kolonlarının HE260M kesitli olduğu görülmektedir. X yönü için soldan ve sağdan kolona birleşen kesitlerin IPE450 olduğu görülmektedir.

Güçlü kolon zayıf kiriş kontrolü için, kesitlerin taşıma kapasiteleri bulunarak sol ve sağdaki kirişlerin kapasiteleri toplamı üst ve alt kirişlerin kapasiteleri toplamı ile karşılaştırılmıştır.

HE260M kolon enkesiti kapasitesi için aşağıda verilen enkesit değerleri kullanılmıştır.

Enkesit Alanı : $A = 219 \text{ cm}^2$

Plastik mukavemet momenti : $W_{px} = 2524 \text{ cm}^3$

Çelik Akma gerilmesi : $\sigma_a = 2,75 \text{ t / cm}^2$

Kolonlar için plastik moment taşıma kapasitesi Denklem (5.14) de verilmiştir.

$$M_p = \left(\sigma_a - \frac{N_d}{A} \right) W_p \quad (5.14)$$

X yönü deprem yüklemesi için kurulan kombinasyonlardan İkinci kat 18 nolu düğüm noktası kolonuna gelen normal kuvvet ETABS programından 125.54 ton olarak bulunmuştur. Bu kuvvet Denklem (5.13) da yerine konulduğu zaman, üst kolon eğilme momenti kapasitesi $M_{pü}$

$$M_{pü} = \left(2,75 - \frac{125.54}{219} \right) 2524 = 5497.1 \text{ tcm} \text{ olarak bulunur.}$$

Aynı şekilde X yönü deprem yüklemesinden birinci kat 18 nolu düğüm noktasına gelen normal kuvvet 125.28 ton olarak bulunmuştur. Denklem (5.14) da yerine konulan bu kuvvet sonucu, alt kolon eğilme momenti kapasitesi M_{pa}

$$M_p = \left(2,75 - \frac{109}{219} \right) 2524 = 5684.9 \text{ tcm} \text{ olarak bulunur.}$$

Kiriş eğilme kapasiteleri için ise Denklem (5.15) kullanılmıştır. Birinci kat 18 nolu düğüm noktası X yönü için, kullanılan kesitler IPE450 kesitlidir. Hesaplar sırasında aşağıda verilen IPE450 enkesit değerleri dikkate alınmıştır.

Enkesit Alanı : $A = 98.82 \text{ cm}^2$

Plastik mukavemet momenti : $W_{px} = 1702 \text{ cm}^3$

Çelik Akma gerilmesi : $\sigma_a = 2,75 \text{ t / cm}^2$

$$M_p = \sigma_a W_p \quad (5.15)$$

IPE450 kesiti için gerekli enkesit değerlerinin denklemde yerine konması sonucu

$$M_p = 2.75 \times 1702 = 4680.5 \text{ tcm} \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Denklem (5.13) da bulunan kapasite değerleri yerine konularak, birinci kat 18 nolu düğüm noktası X yönü için, deprem yönetmeliğinde istenen; kolonların kapasite toplamının kirişlerin kapasite toplamının 1.1 katından daha fazla olması koşulu kontrol edilmiştir.

Denklem (5.13) de yerine konulan değerlerin toplanması ile

$$(5497.1 + 5684.9) \geq 1.1 \times 1.1 \times (4680.5 + 4680.5)$$

$$11182 \leq 11326.81 \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Seçilen düğüm noktası, X yönü için güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün sağlanmadığı görülmüştür. Benzer şekilde yapılan Y yönü kontrollerinde de birinci kat 18 nolu düğüm noktası için güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün sağlanmadığı gözlenmiştir. Bu, gerekli sınırlar içerisinde kalınmak koşulu ile izin verilen bir durumdur. Bazı kolon kiriş birleşimlerinin bu durumu sağlamamasına izin verildiği durumlara ileride değinilecektir.

Yukarıda verilen örnek gibi diğer kolonlar içinde aynı hesap yolu izlenmiş ve kontrol tabloları oluşturulmuştur. 1. ve 2. Normal Kat için oranlar Tablo 5.13 ve Tablo 5.14 de verilmiştir. Tabloda düğüm noktası, X ve Y yönü kolon kiriş kapasiteleri ve Denklem (5.13) yardımı ile X ve Y yönleri için kontrol stunları oluşturulmuştur. Kontrol stünundaki değerler Denklem (5.13) den türetilen Denklem (4.9a) daki sınır değer ile karşılaştırılmıştır. Diğer katlar için oluşturulan kontrol tabloları EKC de verilmiş olup diğer katlarda sınır değerini aşmadığı görülmüştür.

$$\frac{(M_{pa} + M_{p\bar{u}})}{(M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})} \geq 1.1 D_a \quad (5.13a)$$

Tablo 5.13 : Birinci Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Kat No	Düğüm No	Kolon				Kiriş				Kontrol	
		Kapasite				Kapasite					
		Alt		Üst		X Yönü		Y Yönü			
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	Sol	Sağ	Sol	Sağ		
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	Sol	Sağ	Sol	Sağ	X Yönü	Y Yönü
1. Normal Kat	1	10023	4308	10269	4537	0	4681	0	1728	4,3	5,1
	2	9619	4322	9897	4503	4681	5140	0	2802	2,0	3,1
	3	9627	4330	9903	4509	5140	4681	0	2802	2,0	3,2
	4	9993	4312	10237	4534	4681	0	0	2802	4,3	3,2
	14	2404	1029	2513	1116	0	2802	0	607	1,8	3,5
	17	9442	4058	9829	4347	2802	4681	1728	1728	2,6	2,4
	18	5497	2385	5685	2514	4681	4681	2802	1728	1,2	1,1
	19	5494	2388	5674	2516	4681	4681	2802	1728	1,2	1,1
	20	9279	4002	9697	4299	4681	1728	1728	1728	3,0	2,4
	23	2217	943	2361	1045	1728	0	0	607	2,6	3,3
	38	2404	1029	2513	1116	0	2802	607	0	1,8	3,5
	41	9246	4370	9609	4533	2802	6034	1728	1728	2,1	2,6
	47	8580	4029	8915	4185	6034	6034	1728	2802	1,4	1,8
	51	8577	4027	8912	4183	6034	6034	1728	2802	1,4	1,8
	57	9008	4259	9415	4442	6034	2802	1728	1728	2,1	2,5
	60	2166	919	2315	1023	2802	0	607	0	1,6	3,2
	61	9811	4634	10092	4757	0	6034	1728	1728	3,3	2,7
	65	8745	4106	9080	4262	6034	2802	2802	1728	2,0	1,8
	69	8745	4106	9080	4262	6034	6034	2802	1728	1,5	1,8
	73	9811	4633	10092	4757	6034	0	1728	1728	3,3	2,7
	78	10056	4313	10334	4560	0	4681	1728	1728	4,4	2,6
	79	5650	2462	5906	2624	4681	4681	1728	2802	1,2	1,1
82	5658	2470	5913	2631	4681	4681	1728	2802	1,2	1,1	
83	10097	4352	10368	4589	4681	0	1728	1728	4,4	2,6	
106	9947	4304	10222	4537	0	4681	1728	0	4,3	5,1	
107	9554	4285	9911	4507	4681	4681	2802	0	2,1	3,1	
110	9550	4288	9908	4508	4681	4681	2802	0	2,1	3,1	
111	9937	4318	10209	4544	4681	4681	1728	0	2,2	5,1	

Tablo 5.13 de 1. kat kolonları, X ve Y yönü için kiriş ve kolon kapasiteleri verilerek Denklem (5.13a) daki sınır değer D_a katsayısının Tablo 5.12 den alınan değeri olan “1.1” değeri ile çarpılması ile 1.21 olarak bulunmuş ve X, Y yöneleri için tabloda oluşturulan kontrol stünundaki değerler bu “1.21” değeri ile karşılaştırılmıştır. Değerin altındaki birleşimler kontrol stünunda işaretlenmiştir.

Buna göre birinci kat; 18, 19 nolu düğüm noktaları X ve Y yönlerinde, 79 ve 82 nolu düğüm noktaları Y yönlerinde güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün sağlanmadığı görülmüştür.

Tablo 5.14 : İkinci Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Kat No	Düğüm No	Kolon				Kiriş				Kontrol	
		Kapasite				Kapasite					
		Alt		Üst		X Yönü		Y Yönü			
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	Sol	Sağ	Sol	Sağ	X Yönü	Y Yönü
2. Normal Kat	1	10280	3317	10359	3386	0	4681	0	1728	4,4	3,9
	2	9908	3292	10027	3355	4681	4681	0	2802	2,1	2,4
	3	9914	3297	10032	3357	2802	4681	0	2802	2,7	2,4
	4	10248	3315	10324	3379	4681	0	0	2802	4,4	2,4
	14	2516	1117	2611	1187	0	2802	0	607	1,8	3,8
	17	9840	3178	9934	3249	2802	4681	1728	1728	2,6	1,9
	18	5685	2518	5948	2689	2802	4681	2802	1728	1,6	1,1
	19	5681	2519	5945	2689	2802	4681	2802	1728	1,6	1,1
	20	9708	3143	9803	3211	4681	1728	1728	1728	3,0	1,8
	23	2364	1047	2493	1131	1728	0	0	607	2,8	3,6
	38	2486	1103	2586	1175	0	2802	607	0	1,8	3,8
	41	9619	3313	9653	3322	2802	6034	1728	1728	2,2	1,9
	47	8925	3059	8972	3075	6034	6034	1728	2802	1,5	1,4
	51	8922	3058	8969	3074	6034	6034	1728	2802	1,5	1,4
	57	9425	3247	9463	3256	6034	2802	1728	1728	2,1	1,9
	60	2318	1025	2454	1113	2802	0	607	0	1,7	3,5
	61	10102	3478	10159	3494	0	6034	1728	1728	3,4	2,0
	65	9090	3116	9179	3146	6034	2802	2802	1728	2,1	1,4
	69	9090	3116	9180	3146	6034	6034	2802	1728	1,5	1,4
	73	10102	3478	10158	3494	6034	0	1728	1728	3,4	2,0
	78	10345	3334	10442	3409	0	4681	1728	1728	4,4	2,0
	79	5913	2628	6161	2791	4681	4681	1728	2802	1,3	1,2
	82	5920	2635	6166	2795	4681	4681	1728	2802	1,3	1,2
83	10379	3355	10471	3424	4681	0	1728	1728	4,5	2,0	
106	10233	3317	10326	3387	0	4681	1728	0	4,4	3,9	
107	9922	3295	10039	3357	4681	4681	2802	0	2,1	2,4	
110	9919	3296	10035	3357	4681	4681	2802	0	2,1	2,4	
111	10220	3322	10310	3387	4681	4681	1728	0	2,2	3,9	

Tablo 5.14, 2. Kat düğüm noktalarında X ve Y yönleri için güçlü kolon zayıf kiriş kontrollerini göstermektedir. Sınır değer olarak 1.21 değeri dikkate alınarak bunun altındaki değerler kontrol stununda işaretlenmiştir. Buna göre ikinci. Kat; 18, 19, 79, 82 nolu düğüm noktalarında Y yönünde güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün sağlanmadığı görülmüştür.

5.4.2.1 Güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün sağlamaması durumu

Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir i'inci katında, Denklem (5.16) nin sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında Denklem (5.13)' un sağlanamamış olmasına izin verilebilir [4].

$$\alpha_i = V_{is}/V_{ik} \geq 0.70 \quad (5.16)$$

Bunun yanında; Denklem (5.16) nın sağlanması durumunda sağlanması durumunda, $0.70 < \alpha_i < 1.00$ aralığında, Denklem (5.12) un hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri $(1/\alpha_i)$ oranı ile çarpılarak arttırılacaktır. Denklem (5.12) u sağlamayan kolonlar, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında hesaplanacaktır. Şartı getirilmiştir.

Bu şartlara göre:

- Birinci kat; 18, 19 nolu düğüm noktaları X ve Y yönlerinde, 79 ve 82 nolu düğüm noktaları Y yönünde
- İkinci Kat; 18, 19, 79, 82 nolu düğüm noktalarında Y yönünde

Denklem (5.13) e göre kontroller yapılmıştır. Kontroller esnasında tablolar oluşturularak hesap kolaylığı sağlanmıştır.

Tablo 5.15 : Birinci Kat X yönü, Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolünü Sağlamayan Kolonlar için Kontrol

X Yönü						
Kat No	Kolon No	Kolon Kesme Kuvvetleri	Alt ve Üst Katta Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	Şartı Sağlamayan Kolonlarda Kesme Kuvveti Toplamı (Vis)	Σ Kat Kolon Kesme Kuvveti (Vik)	(Vis)/(Vik) Oranı ai
		(ton)		(ton)	(ton)	
1. Kat	C1	5,00	Sağlıyor	76,90	78,56	0,98
	C2	6,66	Sağlıyor			
	C3	5,75	Sağlıyor			
	C4	6,02	Sağlıyor			
	C5	-0,02	Sağlıyor			
	C6	4,34	Sağlıyor			
	C7	1,07	Sağlamıyor			
	C8	0,59	Sağlamıyor			
	C9	6,00	Sağlıyor			
	C10	-0,02	Sağlıyor			
	C11	0,04	Sağlıyor			
	C12	-1,08	Sağlıyor			
	C13	2,75	Sağlıyor			
	C14	-0,30	Sağlıyor			
	C15	2,32	Sağlıyor			
	C16	0,04	Sağlıyor			
	C17	-1,17	Sağlıyor			
	C18	2,74	Sağlıyor			
	C19	-0,29	Sağlıyor			
	C20	2,45	Sağlıyor			
	C21	4,23	Sağlıyor			
	C22	0,87	Sağlıyor			
	C23	0,78	Sağlıyor			
	C24	6,12	Sağlıyor			
	C25	4,89	Sağlıyor			
	C26	6,56	Sağlıyor			
	C27	6,36	Sağlıyor			
	C28	5,86	Sağlıyor			

Tablo 5.15, Birinci kat X yönü için, Denklem (5.16) ye göre yapılan güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünü sağlamama kontrolünü göstermektedir. Tabloda, kolon numaraları, kolonlarda X yönünde oluşan kesme kuvvetleri, güçlü kolon zayıf kiriş şartını sağlama durumu, bu kattaki şartı sağlayan kolonlarda ve tüm kolonlarda kesme kuvvetleri toplamı verilmiştir. Tablodan; 18 Nolu düğüm noktasına denk gelen C7 kolonu ile 19 Nolu düğüm noktasına denk gelen C8 kolonun şartı sağlamadığı görülmekte fakat Denklem (5.16) e göre yapılan kontrol sonucu “ α_i ” oranının 0.7 değerinden büyük olması nedeniyle bu duruma izin verilmektedir.

Tablo 5.16 : Birinci Kat Y yönü, Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolünü Sağlamayan Kolonlar için Kontrol

Y Yönü						
Kat No	Kolon No	Kolon Kesme Kuvvetleri	Alt ve Üst Katta Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	Şartı Sağlamayan Kolonlarda Kesme Kuvveti Toplamı (Vis)	Σ Kat Kolon Kesme Kuvveti (Vik)	(Vis)/(Vik) Oranı
		(ton)		(ton)	(ton)	
1. Kat	C1	1,73	Sağlıyor	31,22	32,46	0,96
	C2	2,99	Sağlıyor			
	C3	2,09	Sağlıyor			
	C4	2,76	Sağlıyor			
	C5	0,02	Sağlıyor			
	C6	1,01	Sağlıyor			
	C7	0,53	Sağlamıyor			
	C8	0,06	Sağlamıyor			
	C9	2,67	Sağlıyor			
	C10	0,02	Sağlıyor			
	C11	0,08	Sağlıyor			
	C12	-1,49	Sağlıyor			
	C13	1,95	Sağlıyor			
	C14	-1,1	Sağlıyor			
	C15	1,9	Sağlıyor			
	C16	0,08	Sağlıyor			
	C17	-1,57	Sağlıyor			
	C18	1,97	Sağlıyor			
	C19	-1,06	Sağlıyor			
	C20	2,04	Sağlıyor			
	C21	1,16	Sağlıyor			
	C22	0,37	Sağlamıyor			
	C23	0,28	Sağlamıyor			
	C24	3,05	Sağlıyor			
	C25	1,98	Sağlıyor			
	C26	3,09	Sağlıyor			
	C27	2,89	Sağlıyor			
	C28	2,96	Sağlıyor			

Tablo 5.16, Birinci kat Y yönü için, Denklem (5.16) ya göre yapılan güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünü sağlamama kontrolünü göstermektedir. Tabloda: kolon numaraları, kolonlarda X yönünde oluşan kesme kuvvetleri, güçlü kolon zayıf kiriş şartını sağlama durumu, bu kattaki şartı sağlayan kolonlarda ve tüm kolonlarda kesme kuvvetleri toplamı verilmiştir. Tablodan; 18 Nolu düğüm noktasına denk gelen C7 kolonu, 19 Nolu düğüm noktasına denk gelen C8 kolonu 79 nolu düğüm noktasına denk gelen C22 kolonu ve 82 nolu düğüm noktasına denk gelen C23

kolonunun şartı sağlamadığı görülmekte, fakat; Denklem (5.16) ya göre yapılan kontrol sonucu “ α_i ” oranının 0.7 değerinden büyük olması nedeniyle bu duruma izin verilmektedir.

Tablo 5.17 : İkinci Kat Y yönü, Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolünü Sağlamayan Kolonlar için Kontrol

Y Yönü						
Kat No	Kolon No	Kolon Kesme Kuvvetleri	Alt ve Üst Katta Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	Şartı Sağlamayan Kolonlarda Kesme Kuvveti Toplamı (Vis)	Σ Kat Kolon Kesme Kuvveti (Vik)	(Vis)/(Vik) Oranı ai
		(ton)		(ton)	(ton)	
2. Kat	C1	0,35	Sağlıyor	25,29	30,57	0,83
	C2	1,82	Sağlıyor			
	C3	1,48	Sağlıyor			
	C4	1,43	Sağlıyor			
	C5	-0,04	Sağlıyor			
	C6	-0,25	Sağlıyor			
	C7	1,42	Sağlamıyor			
	C8	1,06	Sağlamıyor			
	C9	1,25	Sağlıyor			
	C10	-0,04	Sağlıyor			
	C11	0,12	Sağlıyor			
	C12	-1,75	Sağlıyor			
	C13	3,03	Sağlıyor			
	C14	0,55	Sağlıyor			
	C15	3,71	Sağlıyor			
	C16	0,12	Sağlıyor			
	C17	-1,82	Sağlıyor			
	C18	3,26	Sağlıyor			
	C19	0,87	Sağlıyor			
	C20	4,26	Sağlıyor			
	C21	-0,37	Sağlıyor			
	C22	1,44	Sağlamıyor			
	C23	1,36	Sağlamıyor			
	C24	1,64	Sağlıyor			
	C25	0,39	Sağlıyor			
	C26	1,99	Sağlıyor			
	C27	1,82	Sağlıyor			
	C28	1,47	Sağlıyor			

Tablo 5.17, İkinci kat Y yönü için, Denklem (5.16) ye göre yapılan güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünü sağlamama kontrolünü göstermektedir. Tabloda, kolon numaraları, kolonlarda X yönünde oluşan kesme kuvvetleri, güçlü kolon zayıf kiriş şartını sağlama durumu, bu kattaki şartı sağlayan kolonlarda ve tüm kolonlarda kesme kuvvetleri toplamı verilmiştir. Tablodan; 18 Nolu düğüm noktasına denk gelen C7

kolonu, 19 Nolu düğüm noktasına denk gelen C8 kolonu 79 nolu düğüm noktasına denk gelen C22 kolonu ve 82 nolu düğüm noktasına denk gelen C23 kolonunun şartı sağlamadığı görülmekte fakat Denklem (5.16) ya göre yapılan kontrol sonucu “ α_i ” oranının 0.7 değerinden büyük olması nedeniyle bu duruma izin verilmektedir.

5.5 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin Sağlaması

Gereken Koşullar

Girişte de bahsedildiği gibi;

- Çaprazlarda yanal burkulmanın erken oluşması
- Kesitlerde yerel burkulmaların gözlenmesi
- Plastik mafsallın yerinin iyi belirlenmemiş olması
- Birleşimlerde guse levhalarında oluşabilecek buruşmalar
- Kesitin taşıma kapasitesini yitirmesinden önce, birleşim kaynak veya bulonlarında oluşabilecek kapasite kayıpları

Gibi nedenlerden ötürü, çapraz elemanlar taşıyıcılıklarını yitirip yapıda göçmeye neden olabilirler.

1998 yönetmeliğinde bu durumlara ait sınırlamaların büyük bir kısmına yer verilmemiş olup 2007 Deprem yönetmeliğinde; Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çarpazlı perdeler (SDYMÇÇP) ile teşkil edilmiş yapılarda, yukarıda bahsedilen sorunların ortaya çıkmaması için, enkesit koşulları, yük dağılımı ve çapraz birleşimleri açısından çeşitli sınırlamalar getirilmiştir.

Mevcut yapı SDYMÇÇP inde istenen şartlar tablolar oluşturularak aşama aşama kontrol edilmiştir.

5.5.1 Enkesit koşulları

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı pedelerin sağlaması gereken enkesit koşulları arasında başlık genişliği/kalınlığı gövde yüksekliği/kalınlığı kontrolü ve narinlik oranı sınırı verilmiştir.

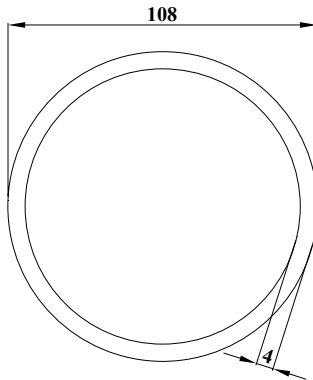
5.5.1.1 Başlık genişliği/kalınlığı ve gövde genişliği/kalınlığı kontrolleri

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin kolon, kiriş kesitleri Tablo 5.6 da verilen ve süneklik düzeyi yüksek rijit çerçeve kesitlerinin de sağlaması gereken başlık genişliği/kalınlığı gövde yüksekliği/kalınlığı koşullarını sağlamalıdır.

Mevcut yapıda, X yönünde rijit çerçeveler, Y yönünde çaprazlı sistem kullanılmış olup çaprazlı perdelerin kiriş ve kolon enkesitleri için gerekli başlık genişliği/kalınlığı gövde yüksekliği/kalınlığı kontrolleri bölüm 5.4.1 de süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin sağlaması gereken enkesit koşulları altında verilmiştir. Bu nedenle, bu bölümde tekrar verilmeyecektir.

Çapraz elemanların sağlaması gereken başlık genişliği/kalınlığı gövde yüksekliği/kalınlığı koşullarına ait oluşturulan tablolar ise aşağıda verilmiştir.

P108 Kesitli Çaprazlar



$$D = 108 \text{ mm}$$

$$t = 4 \text{ mm}$$

$$A = 22.12 \text{ cm}^2$$

Malzeme St 37

$$\sigma_a = 2.4 \text{ t/cm}^2$$

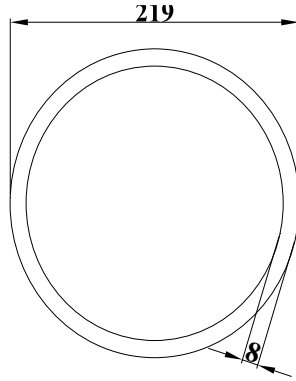
$$E_s = 2100$$

Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitlerde D/t oranı

$$0.05 \frac{E_s}{\sigma_a} \quad (5.7)$$

$$\frac{D}{t} = \frac{108}{4} = 27 < 0.05 \frac{2100}{2.4} = 43.75 \quad \checkmark$$

P219 Kesitli Çaprazlar



$$D = 219.1 \text{ mm}$$

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

$$A = 53.06 \text{ cm}^2$$

Malzeme St 37

$$\sigma_a = 2.4 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

Eğilme veya aksenal basınç etkisindeki dairesel halka kesitlerde D/t oranı

$$0.05 \frac{E_s}{\sigma_a} \quad (5.7)$$

$$\frac{D}{t} = \frac{219}{8} = 27.7 < 0.05 \frac{2100}{2.4} = 43.75 \quad \checkmark$$

5.5.1.2 Narinlik oranı sınırı

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerde, plastik mafsal oluşumundan önce yanal burkulma oluşmasını ve erken göçmeyi önlemek için çubuk burkulma boyu / kesit atalet yarıçapı oranı sınırlandırılmıştır. Buna göre bu oranın Denklem (5.17) de verilen değerden küçük olması istenmektedir.

$$4.0 \sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (5.17)$$

Mevcut yapıda bulunan çaprazlarda bu kontrole ilişkin örnek teşkil etmesi için 219.1 çap 8 mm kalınlıklı 1. Kat D1 numaralı P219 çaprazı seçilerek aşağıda hesap adımları verilmiştir. Diğer kat ve kesitlere ait kontroller EK-D de verilen tablolarda gösterilmiştir.

Birinci Kat P219 Kesitli D1 Çapraz Elemanı

Çapraz boyu (L) : 510 cm

Burkulma boyu katsayısı (k) : 1

Burkulma boyu ($Sk_y = kxL$): 510 cm

Kesit atalet yarıçapı (i_y): 7.47 cm²

Narinlik $\lambda = \left(\frac{Sk_y}{i_y} \right) :$ 68

Denklem (4.13) den bulunan sınır değer : 111

$$\lambda = 68 < 4\sqrt{\frac{2100}{2.75}} = 111 \checkmark$$

5.5.1.3 Yatay yüklerin dağılımı

Binanın bir aksı üzerindeki düşey merkezi çapraz elemanlar, o aks doğrultusundaki depremde ve her bir deprem yönünde etkiyen yatay kuvvetlerin en az %30 ve en çok %70 ini basınca çalışan çaprazlar tarafından taşıyacaktır [4].

Y yönünde deprem kuvvetini çaprazlı sistem ile aktaran mevcut yapıda, Y yönü depreminde, basınca çalışan çaprazların normal kuvvetlerinin yatay bileşenlerinin toplamı, aynı yüklemdeki kat kesme kuvvetleri ile kıyaslanarak toplam deprem yükünün ne kadarının basınca çalışan çaprazlar tarafından taşındığı bulunmuştur. Tablo 5.18 de yatay yüklerin dağılımına ait oran görülmektedir. Tablodan görüldüğü gibi basınca çalışan çaprazların deprem yükünün %50 den fazlasını taşıdığı görülmektedir. Mevcut çaprazlarda yük dağılımı ile ilgili sorun yoktur.

Tablo 5.18 : Çaprazlarda Yatay Yüklerin Dağılımı

Kat No	Çapraz No	Y Yönü Çapraz Normal Kuvveti	Cos (α)	Yatay Kuvvet	Çaprazların Toplam Basınç Kuvveti	Kat Toplam Yatay Kuvveti	Çaprazların Kuvvet Taşıma Oranı
		(ton)		(ton)			
1. Kat	D1	-25,29	0,76	-19,09	-170,14	-267,78	63,54
	D6	-37,63	0,76	-28,41			
	D12	-25,19	0,76	-19,02			
	D14	-34,75	0,76	-26,24			
	D15	-38,54	0,76	-29,10			
	D16	-36,82	0,76	-27,80			
	D24	-20,10	0,65	-13,07			
	D26	-11,42	0,65	-7,42			
2. Kat	D1	-21,87	0,76	-16,51	-163,17	-254,27	64,17
	D6	-33,94	0,76	-25,62			
	D12	-24,11	0,76	-18,20			
	D14	-37,17	0,76	-28,06			
	D15	-41,53	0,76	-31,36			
	D16	-36,00	0,76	-27,18			
	D24	-16,10	0,65	-10,47			
	D26	-8,87	0,65	-5,77			
3. Kat	D1	-17,75	0,76	-13,40	-145,86	-223,26	65,33
	D6	-28,17	0,76	-21,27			
	D12	-21,60	0,76	-16,31			
	D14	-36,55	0,76	-27,60			
	D15	-40,90	0,76	-30,88			
	D16	-32,19	0,76	-24,30			
	D24	-12,14	0,65	-7,89			
	D26	-6,48	0,65	-4,21			
4. Kat	D1	-11,74	0,76	-8,86	-116,01	-176,94	65,57
	D6	-19,48	0,76	-14,71			
	D12	-17,37	0,76	-13,11			
	D14	-32,48	0,76	-24,52			
	D15	-36,36	0,76	-27,45			
	D16	-25,78	0,76	-19,46			
	D24	-8,08	0,65	-5,25			
	D26	-4,06	0,65	-2,64			
5. Kat	D1	-5,31	0,76	-4,01	-80,39	-115,19	69,79
	D6	-9,74	0,76	-7,35			
	D12	-12,75	0,76	-9,63			
	D14	-27,00	0,76	-20,39			
	D15	-30,04	0,76	-22,68			
	D16	-18,35	0,76	-13,85			
	D24	-2,80	0,65	-1,82			
	D26	-1,02	0,65	-0,66			
6. Kat	D22	-7,11	0,76	-5,40	-9,74	-20,21	48,21
	D30	-5,71	0,76	-4,34			

5.6 Kolonlarda gerilme tahkikleri

2007 Deprem yönetmeliğine göre kolonlarda gerilme tahkiki yapılırken, TS-648 de verilen ve dördüncü bölüm “1998 Deprem yönetmeliğine göre kolon gerilme tahkikinde” anlatılan hesap yöntemi kullanılmıştır. Eski yönetmelikte, yapı süneklik düzeyi normal kabul edilip, yapı davranış katsayısı “R” 3 olarak alınmıştır. Yeni yönetmeliğe göre çözüm yapılırken ise yapının süneklik düzeyi yüksek sistem kriterlerine uyup uymadığı irdelenmiştir. Süneklik düzeyi yüksek sistemde yapı davranış katsayısı X yönü için 8 ve Y yönü için 5 alındığı için, yapıya gelen yatay kuvvetler ve kolon iç kuvvet büyüklükleri azalmıştır. Buna dayanarak, kolonların otomatik olarak gerilme kontrollerini sağlayacağı görülsede doğrulama anlamında hesaplar aşağıda verilmiştir.

HE240B Kesitli Kolonlar

$$b=240 \quad \text{mm}$$

$$t_b=17 \quad \text{mm}$$

$$h=240 \quad \text{mm}$$

$$t_w=10 \quad \text{mm}$$

$$A= 106 \text{ cm}^2$$

$$I_y= 11260 \text{ cm}^4, W_y= 938.3 \text{ cm}^3, i_y= 10.31 \text{ cm}$$

$$I_x= 3923 \text{ cm}^4, W_x= 326,9 \text{ cm}^3, i_x= 6.08 \text{ cm}$$

Kolon Üzerine Gelen Kuvvetler

$$N = 96.08 \text{ t}$$

$$M_{x-x} = 0.267 \text{ tm}$$

$$M_{y-y} = 0.254 \text{ tm}$$

$$V_x = 0.075 \text{ t}$$

$$V_y = 0.073 \text{ t}$$

$$\text{Malzeme St 44}$$

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t / cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$F_b = 24 \times 1.7 + \frac{1}{3} \left(\frac{24 - 2 \times 1.7}{2} \right) 1$$

$$= 44.23 \text{ cm}^2$$

$$S_{k_x} = 390 \text{ cm}, S_{k_y} = 390 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{390}{6.08} = 64.14, \lambda_y = \frac{390}{10.31} = 37.82$$

σ_{eb} : Yalnız Normal Kuvvet Etkisinde Hesaplanan Gerilme

$$\sigma_{eb} = \frac{96.08}{106} = 0.91 \text{ t / cm}^2$$

σ_{bem} Normal kuvvet etkisinde emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 1.37 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{bx} / \sigma_{by}$ Yalnız eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı gerilmesi

$$\sigma_{bx} = \frac{26.7}{326.9} = 0.081 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{25.4}{938.3} = 0.027 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{Bx} / \sigma_{By} (M_x / M_y)$ Eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi

Denklem (4.8a) dan

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 64^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 1848 \text{ kg / cm}^2 = 2.09 \text{ t / cm}^2$$

Denklem (4.8c) den

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 24} 44.23 = 6.946 \text{ t / cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t / cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 2.09 \text{ t / cm}^2$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 37^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2021 \text{ kg / cm}^2 = 2.32 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 24} 44.23 = 6.946 \text{ t/cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t/cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 2.19 \text{ t/cm}^2$

$\sigma_{ex}' / \sigma_{ey}'$ (x-x/y-y eksenı için) euler gerilmesinden türetilen gerilme

$$\sigma_{ex}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 64.14^2} = 2024 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_y^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 37.81^2} = 6055 \text{ kg/cm}^2$$

Hesap düzelemine dik doğrultuda çubuğun tutulması ile ilgili katsayı

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85$$

$$\frac{\sigma_{ebx}}{\sigma_{bemx}} = \frac{0.91}{1.37} = 0.66 > 0.15$$

$$\frac{910}{1370} + \frac{0.85 \times 81}{\left(1 - \frac{910}{2024}\right) \times 2090} + \frac{0.85 \times 27}{\left(1 - \frac{910}{6055}\right) \times 2190} \leq 1$$

$$0.66 + 0.06 + 0.01 = 0.73$$

$$\frac{910}{0.6 \times 2750 \times 1.33} + \frac{81}{2090} + \frac{27}{2190} = 0.47 \leq 1$$

HE300M Kesitli Kolonlar

$$b = 310 \text{ mm}$$

$$t_b = 39 \text{ mm}$$

$$h = 340 \text{ mm}$$

$$t_w = 21 \text{ mm}$$

$$A = 303 \text{ cm}^2$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$I_x = 59200 \text{ cm}^4, W_x = 3482 \text{ cm}^3, i_x = 13.98 \text{ cm}$$

$$I_y = 19400 \text{ cm}^4, W_y = 1252 \text{ cm}^3, i_y = 8 \text{ cm}$$

Kolon Üzerine Gelen Kuvvetler

$$N = 195.08 \text{ t}$$

$$M_{y-y} = 0.12 \text{ tm}$$

$$M_{x-x} = 4.79 \text{ tm}$$

$$V_x = 1.52 \text{ t}$$

$$V_y = 0.03 \text{ t}$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t / cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$F_b = 3.9 \times 31 + \frac{1}{3} \left(\frac{34 - 2 \times 3.9}{2} \right) 2.1$$

$$= 130.07 \text{ cm}^2$$

$$S_{kx} = 0.8 \times 390 = 312 \text{ cm}, S_{ky} = 390 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{312}{8} = 39, \lambda_y = \frac{390}{13.98} = 27$$

σ_{eb} : Yalnız Normal Kuvvet Etkisinde Hesaplanan Gerilme

$$\sigma_{eb} = \frac{165.78}{303} = 0.64 \text{ t / cm}^2$$

σ_{bem} Normal kuvvet etkisinde emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 2.04 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{bx} / \sigma_{by}$ Yalnız eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı gerilmesi

$$\sigma_{bx} = \frac{479}{3482} = 0.14 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{12}{1252} = 0.01 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{Bx} / \sigma_{By} (M_x / M_y)$ Eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi

Denklem (4.8a) dan

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 39^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2309 \text{ kg/cm}^2 = 2.31 \text{ t/cm}^2$$

Denklem (4.8c) den

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 24} 130 = 14.41 \text{ t/cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t/cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 2.19 \text{ t/cm}^2$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 27^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2380 \text{ kg/cm}^2 = 2.38 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{312 \times 34} 130 = 18.014 \text{ t/cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t/cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 2.19 \text{ t/cm}^2$

$\sigma_{ex}' / \sigma_{ey}'$ (x-x/y-y eksenı için) euler gerilmesinden türetilen gerilme

$$\sigma_{ex}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 39^2} = 5450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_y^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 27^2} = 11372 \text{ kg/cm}^2$$

Hesap düzelemine dik doğrultuda çubuğun tutulması ile ilgili katsayı

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85$$

$$\frac{\sigma_{ebx}}{\sigma_{bemx}} = \frac{0.64}{2.04} = 0.31 > 0.15$$

$$\frac{640}{2040} + \frac{0.85 \times 140}{\left(1 - \frac{640}{5450}\right) \times 2190} + \frac{0.85 \times 10}{\left(1 - \frac{640}{11372}\right) \times 2190} \leq 1$$

$$0.31 + 0.06 + 0.01 = 0.37$$

$$\frac{640}{0.6 \times 2750 \times 1.33} + \frac{140}{2190} + \frac{10}{2190} = 0.36 \leq 1$$

HE260M Kesitli Kolonlar

$$b=268\text{mm}$$

$$t_b=32.5\text{mm}$$

$$h=290\text{mm}$$

$$t_w=18\text{ mm}$$

$$A= 220\text{cm}^2$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75\text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$I_x= 31310\text{ cm}^4 , W_x = 2159\text{ cm}^3 , i_x = 11.94\text{ cm}$$

$$I_y= 10450\text{ cm}^4 , W_y = 779.7\text{ cm}^3 , i_y = 6.96\text{ cm}$$

Kolon Üzerine Gelen Kuvvetler

$$N = 164.091\text{ t}$$

$$M_{x-x} = 1.83\text{ tm}$$

$$M_{y-y} = 0.21\text{ tm}$$

$$V_x = 0.53\text{ t}$$

$$V_y = 0.06\text{ t}$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75\text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

$$\begin{aligned} F_b &= 26.8 \times 3.25 + \frac{1}{3} \left(\frac{29 - 2 \times 3.25}{2} \right) 1.8 \\ &= 93.85\text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{k_x} = 0.8 \times 390 = 312\text{ cm} , S_{k_y} = 390\text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{312}{6.96} = 45 , \lambda_y = \frac{390}{11.94} = 32$$

σ_{eb} : Yalnız Normal Kuvvet Etkisinde Hesaplanan Gerilme

$$\sigma_{eb} = \frac{164.1}{220} = 0.75 \text{ t / cm}^2$$

σ_{bem} Normal kuvvet etkisinde emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 1.67 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{bx} / \sigma_{by}$ Yalnız eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı gerilmesi

$$\sigma_{bx} = \frac{183}{2159} = 0.08 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{21}{779.7} = 0.03 \text{ t / cm}^2$$

$\sigma_{Bx} / \sigma_{By} (M_x / M_y)$ Eğilme momenti etkisinde hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi

Denklem (4.8a) dan

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 45^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2266 \text{ kg / cm}^2 = 2.26 \text{ t / cm}^2$$

Denklem (4.8c) den

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{390 \times 29} 93.85 = 12.20 \text{ t / cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t / cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 2.19 \text{ t / cm}^2$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{1.33 \times 2750 \times 32^2}{9 \times 10^7 \times 1.75} \right] \times 3660 = 2350 \text{ kg / cm}^2 = 2.38 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{312 \times 29} 93.85 = 15.247 \text{ t / cm}^2 > 0.6 \times 3.66 = 2.19 \text{ t / cm}^2$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 2.19 \text{ t / cm}^2$

$\sigma_{ex} / \sigma_{ey}$ (x-x/y-y eksenı için) euler gerilmesinden türetilen gerilme

$$\sigma_{ex}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 45^2} = 4094 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{\pi^2 E}{2.5 \lambda_y^2} = \frac{\pi^2 2100000}{2.5 \times 27^2} = 8096 \text{ kg / cm}^2$$

Hesap düzelemine dik doğrultuda çubuğun tutulması ile ilgili katsayı

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85$$

$$\frac{\sigma_{ebx}}{\sigma_{bemx}} = \frac{0.75}{1.67} = 0.45 > 0.15$$

$$\frac{750}{1670} + \frac{0.85 \times 80}{\left(1 - \frac{750}{4094}\right) \times 2190} + \frac{0.85 \times 30}{\left(1 - \frac{750}{8096}\right) \times 2190} \leq 1$$

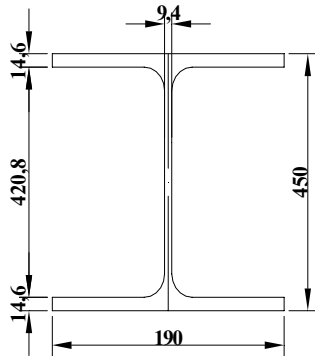
$$0.45 + 0.04 + 0.01 = 0.50$$

$$\frac{750}{0.6 \times 2750 \times 1.33} + \frac{80}{2190} + \frac{30}{2190} = 0.39 \leq 1$$

5.7 Kirişlerde gerilme ve sehim tahkikleri

2007 deprem yönetmeliğine göre kiriş gerilme ve sehim kontrollerinde dikkate alınan iç kuvvetler ETABS V.9.1.4 programında oluşturulan modelden alınmıştır. Gerilme ve sehim hesabında kullanılan formüller; Bölüm 4 de verilen 1998 yönetmeliğine göre kiriş gerilme ve sehim kontrollerindeki formüller ile aynıdır.

IPE450 Kesitli Kirişler



Şekil 5.5 : IPE450 Kesiti

• -Kesit Mekanik Özellikleri

$$b=190\text{mm}$$

$$t_b=14.6\text{mm}$$

$$h= 450 \text{ mm}$$

$$t_w=9,4 \text{ mm}$$

$$A = 98,8 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 42.08 \times 0.94 = 39.55 \text{ cm}^2$$

$$W = 1500 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

• İç Kuvvetler :

$$M = 5.847 \text{ tm}$$

$$V = 5.143 \text{ t}$$

$$N = 0$$

• Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{584.7}{1500} = 0.39 \leq 0.6 \times 2.75 = 1.65 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{5.143}{39.55} = 0.13 \leq \frac{0.6 \times 2.75}{\sqrt{3}} = 0.95 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.39^2 + 3 \times 0.13^2} \leq 0.75 \times 2.75 \text{ (H) Yüklemesi} \quad \checkmark$$

$$0.45 \leq 2.06 \text{ t/cm}^2$$

• Sehim Kontrolü :

$$\text{Deplasman } 0.1 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \quad \checkmark$$

IPE 500 Kesitli Kirişler

• Kesit Mekanik Özellikleri

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$t_b = 16 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$t_w = 10,2 \text{ mm}$$

$$A = 90,7 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 46.8 \times 1.02 = 47.74 \text{ cm}^2$$

$$W = 1928 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

• İç Kuvvetler :

$$M = 18.424 \text{ tm}$$

$$V = 14.284 \text{ t}$$

$$N = 0$$

• Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{1842.4}{1928} = 0.95 \leq 0.6 \times 3.66 = 2.2 \text{ t/cm}^2 \checkmark \text{ (HZ Yükleme)} \quad \checkmark$$

$$\tau_0 = \frac{14.248}{47.74} = 0.30 \leq \frac{0.6 \times 2.75 \times 1.33}{\sqrt{3}} = 1.26 \text{ t/cm}^2 \checkmark \text{ (HZ Yükleme)} \quad \checkmark$$

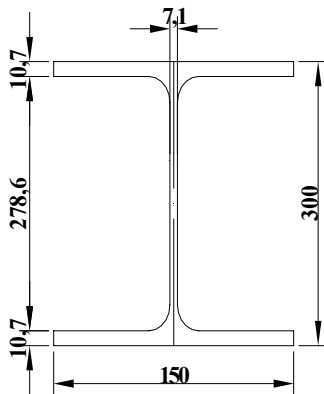
$$\sigma_v = \sqrt{0.95^2 + 3 \times 0.30^2} \leq 0.80 \times 2.75 \text{ (HZ) Yükleme} \quad \checkmark$$

$$1.08 \leq 2.2 \text{ t/cm}^2$$

• Sehim Kontrolü :

$$\text{Deplasman } 0.2 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \checkmark$$

IPE 300 Kesitli Kirişler



Şekil 5.6 : IPE300 Kesiti

- Kesit Mekanik Özellikleri

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

$$t_b=10.7\text{mm}$$

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

$$t_w=7,1 \text{ mm}$$

$$A= 42,2 \text{ cm}^2$$

$$F_g= 27.86 \times 0.71 = 19.78 \text{ cm}^2$$

$$W = 557.1 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t / cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

- İç Kuvvetler :

$$M = 0.607 \text{ tm}$$

$$V = 0.106 \text{ t}$$

$$N = 0$$

- Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{60.7}{557.1} = 0.11 \leq 0.6 \times 2.75 = 1.65 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (H Yüklemesi)}$$

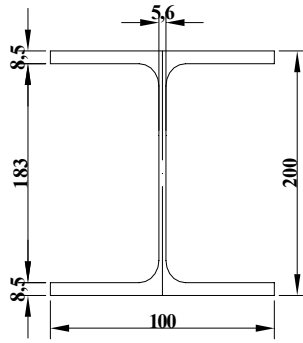
$$\tau_0 = \frac{0.106}{19.78} = 0.005 \leq \frac{0.6 \times 2.75}{\sqrt{3}} = 0.95 \text{ t/cm}^2 \quad \checkmark \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.11^2 + 3 \times 0.005^2} \leq 0.75 \times 2.75 \text{ (H) Yüklemesi} \quad \checkmark$$
$$0.11 \leq 2.06 \text{ t/cm}^2$$

- Sehim Kontrolü :

$$\text{Deplasman } 0.00023 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \quad \checkmark$$

IPE 200 Kesitli Kirişler



Şekil 5.7 : IPE200 Kesiti

- Kesit Mekanik Özellikleri

$$b=100\text{mm}$$

$$t_b=8.5\text{mm}$$

$$h= 200 \text{ mm}$$

$$t_w=5,6 \text{ mm}$$

$$A= 22,4 \text{ cm}^2$$

$$F_g= 18.3 \times 0.56 = 10.25 \text{ cm}^2$$

$$W = 194.3 \text{ cm}^3$$

Malzeme St 44

$$\sigma_a = 2.75 \text{ t/cm}^2$$

$$E_s = 2100$$

- İç Kuvvetler :

$$M = 1.073 \text{ tm}$$

$$V = 0.193 \text{ t}$$

$$N = 0$$

- Gerilme Kontrolü :

$$\sigma = \frac{107.3}{194.3} = 0.55 \leq 0.6 \times 2.75 \times 1.33 = 2.2 \text{ t/cm}^2 \sqrt{\text{(HZ Yükleme)}}$$

$$\tau_0 = \frac{0.193}{10.25} = 0.02 \leq \frac{0.6 \times 2.75 \times 1.33}{\sqrt{3}} = 1.26 \text{ t/cm}^2 \sqrt{\text{(HZ Yükleme)}}$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.55^2 + 3 \times 0.02^2} \leq 0.75 \times 2.75 \text{ (HZ) Yükleme} \checkmark$$

$$0.55 \leq 2.06 \text{ t/cm}^2$$

- Sehim Kontrolü :

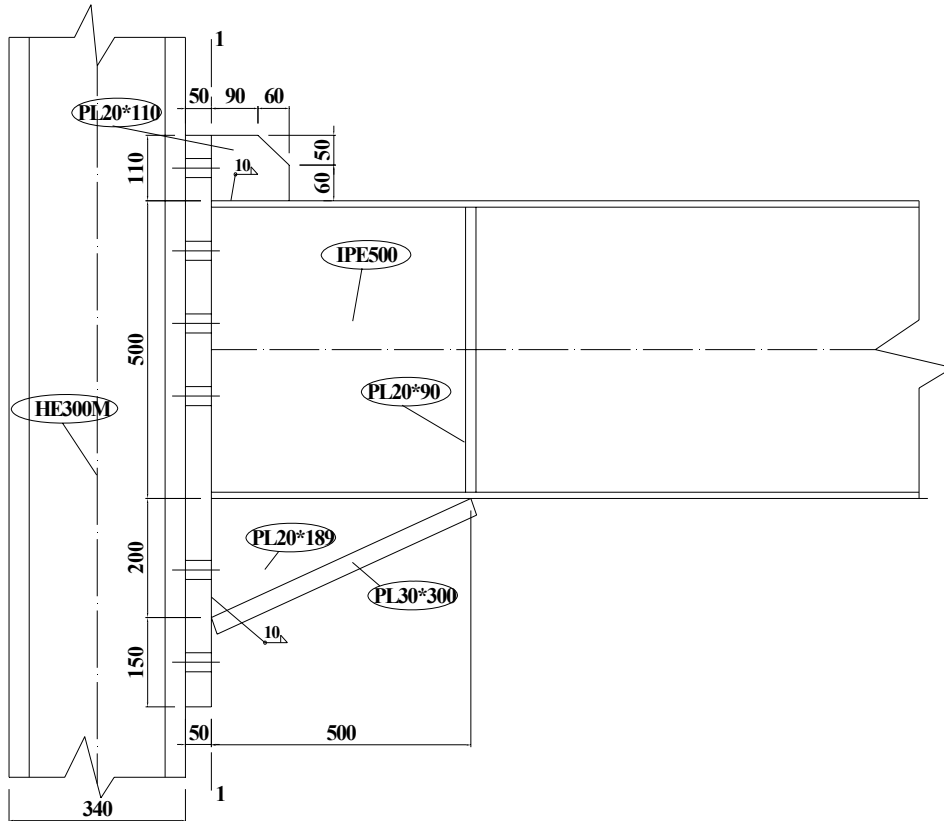
$$\text{Deplasman } 0.2 \text{ cm} < 780/300 = 2.6 \text{ cm} \checkmark$$

Hesaplarda verilen iç kuvvet ve deplasman değerleri, 2007 Deprem Yönetmeliğine göre oluşturulan modelden elde edilen maksimum değerlerdir. Buna dayanarak, bulunan gerilme ve sehim kontrolünde herhangi bir problem olmadığı görülmüştür.

5.8 Kiriş Kolon Birleşim Kontrolleri

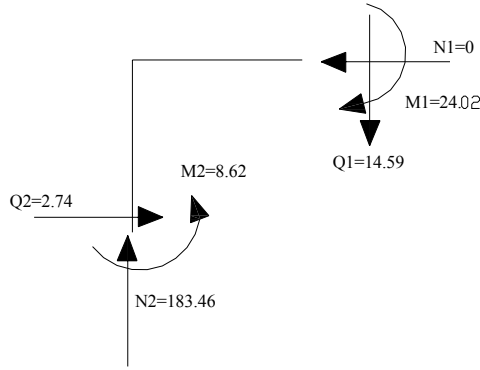
5.8.1 Moment aktaran kiriş kolon birleşimleri

Mevcut kiriş kolon birleşimlerinden maksimum kuvvetler tarafından zorlananlar dikkate alınarak; bulon, kaynak, kolon yüzü ve kirişte gerekli tahkikler adım adım aşağıda verilmiştir. Şekil 5.8 ve Şekil 5.9 da birleşim kesiti ve modelden alınan kesit tesirleri gösterilmiştir.

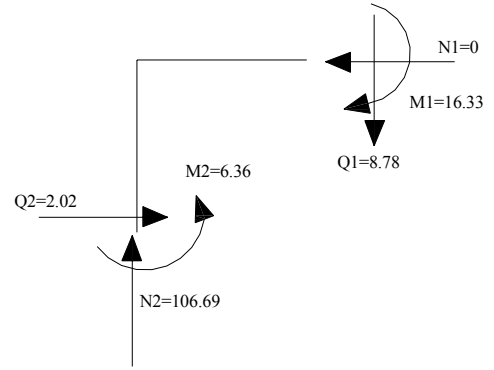


Şekil 5.8 : Moment Aktaran Kiriş Kolon Birleşimi

2D -X Yönü Yükleme



4D -X Yönü Yükleme



Şekil 5.9 : Modelden deprem yönüne göre bulunan kesit tesirleri

Maksimum birleşim kuvvetleri 6D yükleme birinci kat C19 kolon kiriş birleşiminde dikkate geldiği için hesaplarda bu değerler dikkate alınmıştır.

- Birleşim Kesitinde Statik Etkiler

$$M_1' = 2402 - 14.59 \left(\frac{34}{2} + 5 \right) = 2081.02 \text{ tcm}$$

$$N_1 = 2.74 \text{ t}$$

$$Q_1 = 14.59 \text{ t}$$

$$y = \frac{3x30x \left(34 + 20 - \frac{3}{2} \right) + 2x1x(20 - 1x2)x \left(34 + \frac{20}{2} \right) + 31x3.9x \left(34 - \frac{3.9}{2} \right) + 2x1x(26.2 - 2x1)x17 + 2x1x(14.45 - 1)x \left(3.9 + \frac{1}{2} \right) - 1x31x \frac{1}{2} - 2x1x(11 - 2x1)x \frac{11}{2}}{3x30 + 2x1x(20 - 2x2) + 31x3.9 + 2x1x(26.2 - 2x1) + 2x1x(14.45 - 1) + 1x31 + 2x1x(11 - 2x1)}$$

$$y = \frac{10988}{371.2} = 29.6 \text{ cm}$$

$$F_k = 3x30 + 2x1x(20 - 1x2) + 31x3.9 + 2x1x(26.2 - 2x1) + 2x1x(14.45 - 1) + 1x31 + 2x1x(11 - 2x1)$$

$$F_k = 371.2 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_y = 29.6 - \frac{34}{2} = 12.6 \text{ cm}$$

- Belirlenen tarafsız eksene göre atalet momenti

$$I_k = 3 \times 30 \times \left(34 + 20 - \frac{3}{2} - 12.6\right)^2 + 2 \times 1 \times (20 - 2 \times 1) \times \left(34 + \frac{20}{2} - 12.6\right)^2 +$$

$$2 \times 1 \times \frac{(20 - 2 \times 1)^3}{12} + 3 \times 1 \times 3.9 \times \left(34 - \frac{3.9}{2} - 12.6\right)^2 + 2 \times 1 \times (26.2 - 2 \times 1) \times 12.6^2$$

$$+ 2 \times 1 \times \frac{(26.2 - 2 \times 1)^3}{12} + 2 \times 1 \times (14.45 - 1) \times \left(29.6 - 3.9 - \frac{1}{2}\right)^2 +$$

$$1 \times 3 \times 1 \times \left(29.6 + \frac{1}{2}\right)^2 + 2 \times 1 \times (11 - 2 \times 1) \times (11 + 29.6)^2 + 2 \times 1 \times \frac{(11 - 2 \times 1)^3}{12}$$

$$I_k = 143280.9 + 35494.56 + 972 + 46397.56 + 7638.98 +$$

$$2362.08 + 17698.11 + 28086.31 + 29670.48 + 121.5$$

$$I_k = 311767.48 \text{ cm}^4$$

- A1 kaynak dikişinde gerilme kontrolü

$$\sigma_k = \frac{2081.02}{311768.48} (29.6 + 1) = 0.21 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

- A6 kaynak dikişinde gerilme kontrolü

$$\sigma_k = \frac{2081.02}{311768.48} (34 + 20 - 29.6) = 0.17 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

- A2-A3-A5 kaynak dikişinde gerilme kontrolü

$$F_k^G = 2 \times 1 \times (26.2 - 2 \times 1) + 2 \times 1 \times (11 - 2 \times 1) + 2 \times 1 \times (20 - 1 \times 2)$$

$$F_k^G = 102.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{14.59}{102.4} = 0.142 \text{ t/cm}^2 < 0.75 \text{ t/cm}^2 \text{ (}\sigma_v \text{ kontrolü gereksiz)}$$

$$\sigma_k = \frac{2081.02}{311767.48} (34 + 20 + 11 - 3 - 29.6) = 0.22 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

- Bulonlarda Gerilme Kontrolü

Moment etkisinden tarafsız eksenden en uzak sıradaki bir çift bulona gelen çekme kuvveti

$$M_1'' = 2402 - 14.58 \times \frac{34}{2} = 2154.14 \text{ tcm}$$

$$m = 6 \rightarrow 0.455$$

$$H_1 = \frac{2154.14}{84} \times 0.455 = 11.668 \text{ t}$$

Kesme kuvvetinden bir bulonda oluşan makaslama kuvveti

$$V_1 = \frac{14.58}{2 \times 6} = 1.215 \text{ t}$$

1 M 32 de

$$F_s = \frac{\pi \times 3.2^2}{4} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$F_z = \frac{\pi (0.86 \times 3.2)^2}{4} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{11.7}{2 \times 5.94} = 0.98 < 4.1 \text{ t / cm}^2$$

$$\tau_s = \frac{1.21}{8.04} = 0.15 < 3.2 \text{ t / cm}^2$$

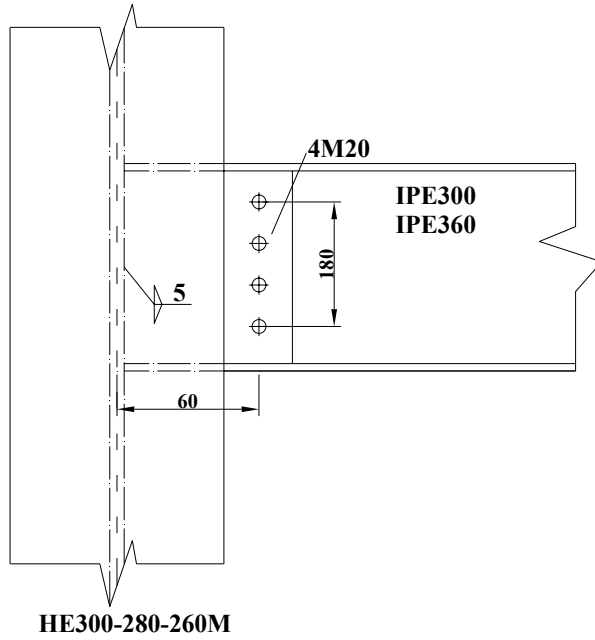
2007 Yönetmeliğinde istenen moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerindeki 0.04 radyan dönem kapasitesi şartı, kullanılması istenen birleşimler için deneysel olarak doğrulanmıştır. Mevcut yapıda, 1998 yönetmeliğine göre tasarlanmış birleşimler, 2007 deprem yönetmeliğinde verilen deprem yükleri altında, gerilme ve enkesit takhiklerini sağlasalarda yukarıda bahsedilen 0.04 dönme kapasitesi şartı açısından davranışları bilinmemektedir. Bu birleşimlerin laboratuvar deneyleri sonucu 0.04 dönme kapasitesine sahip olduklarının kanıtlanması durumunda yapı birleşimlerinde sorun olmadığı söylenebilir.

Yapıda mevcut birleşimlerin deneysel kontrolü yapılamadığı için 2007 deprem yönetmeliğinde belirtilen tip birleşim detayları incelenerek, “süneklik düzeyi yüksek kiriş kolon birleşimi” şartlarını sağlayan bir birleşim tasarımı yapılmıştır.

5.8.2 Moment aktarmayan kiriş kolon birleşimleri

Süneklik düzeyi yüksek sistemlerde, moment aktarmayan kiriş kolon birleşimlerine dair herhangi bir ek koşul bulunmamaktadır. Fakat; yapı süneklik düzeyi yüksek alınarak çözüldüğü için R katsayısı değişmekte ve kesit tesirlerinde değişiklikler olmaktadır. Bu nedenle 1998 yönetmeliğine göre yapılan bulon ve kaynak kontrolleri, yeni kesit tesirleri altında hesaplanarak kontrol edilmiştir. Bu kontrol

sırasında dikkate alınan denklemler bölüm 4 te eski yönetmeliğe göre yapılan hesaptakiler ile aynıdır. Şekil 5.10 da moment aktarmayan birleşim kesiti gösterilmiştir.



Şekil 5.10 : Moment Aktarmayan Birleşimler

Modelden alınan maksimum kesme kuvveti (A) 11.24 ton

Bulon Sayısı (n) 4

Tablo 4.4 : den alınan f değeri 0.9

$$V = \frac{11.2}{4} = 2.8 \text{ ton}$$

$$H = \frac{11.2 \times 6}{18} \times 0.9 = 3.36 \text{ t}$$

$$R = \sqrt{2.8^2 + 3.36^2} = 4.37 \leq \begin{cases} N_{s2} = 2 \frac{\pi x 2^2}{4} 1.2 = 7.53t \\ N_L = 2 \times 0.71 \times 4750 = 6.75t \end{cases} \checkmark$$

Kolon gövdesine levhayı birleştiren kaynaklarda kontrol

$$\text{Kaynak alanı } F_k = (27.86 - 1) \times 0.5 \times 2 = 26.86 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{11.24}{26.86} = 0.42 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2 \checkmark$$

5.8.3 2007 Deprem yönetmeliğine uygun birleşim tasarımı

2007 deprem yönetmeliğinde verilen birleşimlerden öncelikle “Alın levhalı bulonlu birleşim” detayı denenmiş ve gerekli tahkikleri sağlamadığı gösterilerek “Takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim” tasarımı kullanılmasına karar verilmiştir. Deprem yönetmeliğinde istenen kolon kiriş birleşimleri için gerekli şartlar ve tasarlanan birleşimlerin bu şartlara göre kontrolleri adım adım verilmiştir

Kiriş Kolon Birleşimlerinin Sağlaması Gereken Şartlar

Yeni yönetmelikte süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde aşağıdaki üç koşulun birarada sağlanması şartı konulmuştur.

(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 geçerliliği kanıtlanmış olan detaylar kullanılacaktır [4].

(b) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı;

- Birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin 0.80×1.1 Da katından daha az olmayacaktır [4].
- Düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır [4].
- Ayrıca düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının $R = 1.5$ değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır [4].
- 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 [4].

Kirişin ve kolonun kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi Denklem (5.18) ile hesaplanacaktır.

$$M_{pr} = W_p x \sigma_a \quad (5.18)$$

(c) Birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti Denklem (5.19) ile hesaplanacaktır [4].

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1D_a \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (5.19)$$

Burada;

V_{dy} : Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti

M_{pi} : Kirişin sol ucu i' de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi

M_{pj} : Kirişin sağ ucu j' de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi

D_a : Malzeme kalitesine göre arttırma katsayısı

l_n : Kiriş uçlarında olası plastik mafsalları arasındaki uzaklık

Gerilme Sınır Değerleri:

Birleşim tasarımında kullanılacak gerilme sınır değerleri aşağıda verildiği gibi kullanılacaktır.

Tam penetrasyonlu kaynak : σ_a

Kısmi penetrasyonlu küt kaynak

veya köşe kaynağı : $1.7 \sigma_{em}$

Bulonlu birleşimler : $1.7 \sigma_{em}$

(σ_{em} : ilgili birleşim elemanın emniyet gerilme değeri)

Kayma Bölgesinin Sağlaması Gereken Koşullar:

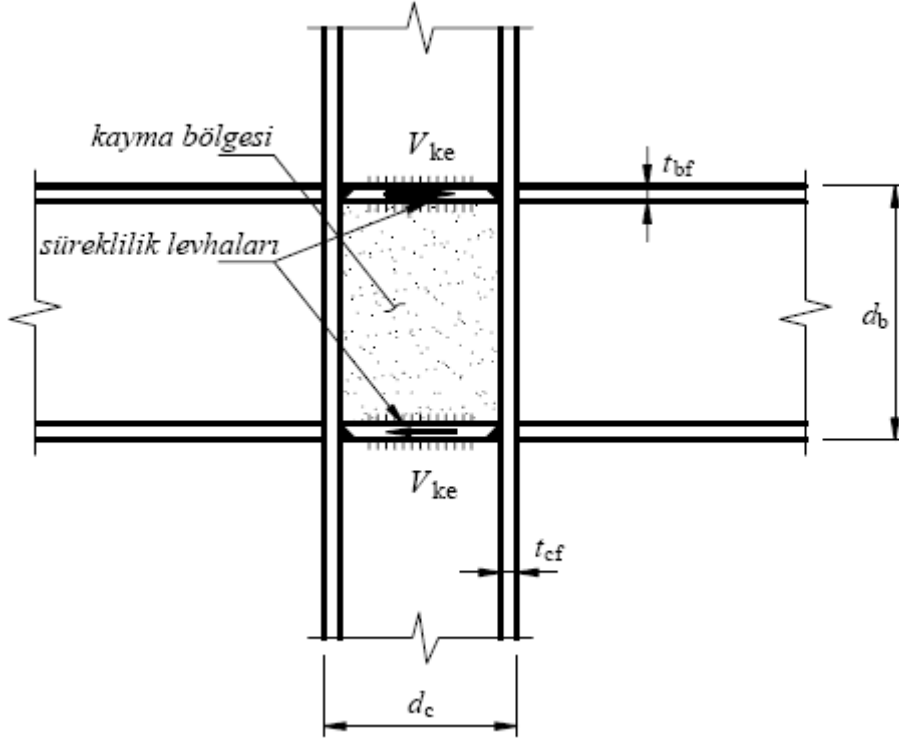
Kiriş kolon birleşim detayında, kiriş ve kolon başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi aşağıda verilen koşulları sağlayacak şekilde teşkil edilmiş olmalıdır.

(a) Kayma bölgesinin gerekli V_{ke} kesme kuvveti dayanımı, Denklem (5.20) de verildiği gibi; düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0.80 katından meydana gelen kesme kuvvetine eşit olarak alınacaktır. Kayma bölgesi gösterimi Şekil 5.11 de verilmiştir.

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (5.20)$$

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasitesi Denklem (5.21) a göre hesaplanacaktır.

$$V_p = 0.6\sigma_a d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (5.21)$$



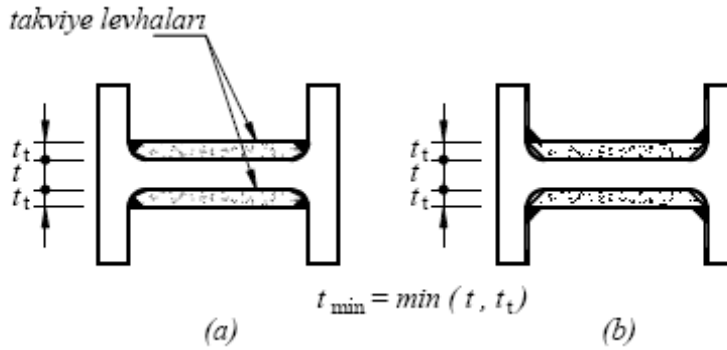
Şekil 5.11 : Kayma Bölgesi [4]

(c) 2007 deprem yönetmeliğinde belirtilen yüksek sünek çerçevelerde kolon kiriş birleşimlerinin sağlaması gereken koşullar arasında yukarıda verilen kesme kuvvetinin sağlaması gereken şartın yanında kolon gövde levhasının ve kullanılan takviye levhalarının da en küçük kalınlığı Denklem (5.22) de verilen minumum levha kalınlığı koşulunu sağlayacaktır. Bu koşulun sağlanmadığı durumlarda ise takviye levhaları ve kolon gövde levhası birbirlerine kaynakla bağlanıp Denklem (5.22) yi sağlayıp sağlamadığı kontrol edilecektir.

$$t_{\min} \geq u/180 \quad (5.22)$$

(d) Kayma bölgesinde takviye levhası kullanılması halinde bu levhalar 2007 deprem yönetmeliğinde verildiği şekilde kolon başlıklarına tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı ile bağlanmalı ve bu kaynaklar takviye levhası tarafından

karşılanan kesme kuvvetini güvenle aktaracak şekilde kontrol edilmelidir. Takviye levhaları gösterimi Şekil 5.12 de verilmiştir.



Şekil 5.12 : Kolon Gövde Takviye Levhaları [4]

Tam Penetrasyonlu Küt Kaynak ve Köşe Kaynak ile Takviye Levhalarının Kolon Gövdesine Bağlanması

Süreklilik Levhaları

Yeni deprem yönetmeliğine göre Moment aktaran kiriş kolon birleşim detaylarında kolon gövdesinin her iki tarafına kiriş başlıkları seviyesinde süreklilik levhası konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kolon kiriş birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır. Bunun yanında süreklilik levhalarının kalınlıkları tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan kiriş birleşmesi durumunda ise birleşen kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden küçük olmayacaktır şartı getirilmiştir. Kolon başlık kalınlığının Denklem (5.23a) ve Denklem (5.23b) de verilen şartların her ikisini de sağlaması durumunda ise süreklilik levhası konulmayabilir [4].

$$t_{cf} \geq 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf}} \quad (5.23a)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (5.23b)$$

5.8.3.1 Deprem yükü aktaran birleşimler

Moment aktaran deprem birleşimleri, deprem yönetmeliğinde verilen “Takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim” olarak, yönetmelikteki şartlara uyularak tasarlanmıştır. Tasarım esnasında dikkate alınan kriterler aşağıda verilmiştir.

Bulon çapları arasındaki mesafe: $g > 3.5d$

Kolon flanşından bulon eksenine: $p_f < 3a$

olan uzaklık

Alın levhası genişliğı $b_p > b_{kiriş} + 3a$.

- Bulon apının Belirlenmesi:

Kolon ve alın levhasında açılabilir maksimum bulon deliğı apı Denklem (5.24) ile bulunmuştur.

$$\sqrt{5t \min} - 0.2 \quad (5.24)$$

Birleşim tasarımında dikkate alınan eğilme momenti Denklem (5.25a) şartını sağlamalıdır. T_{ub} bir bulonun dış dibi ile taşıyabileceğı maksimum çekme kuvveti olup Denklem (5.25b) e göre hesaplanır. Denklemden verilen diğer parametreler Şekil 5.14 :de gösterilmiştir.

$$M_{pr} < 2xT_{ub}x(d_0 + d_1) \quad (5.25a)$$

$$T_{ub} = \sigma x \frac{\pi x (0.86x d_{bt})^2}{4} \quad (5.25b)$$

Bulon çapının belirlenmesinde ise Denklem (5.26a) kullanılacaktır. P_v : bulona uygulanacak öngerme kuvveti olup bulon çapına göre tabloda verilmiştir. d_{bt} bulon çapıdır F_{fu} olup Denklem (5.26b) ile hesaplanacaktır. Diğer parametreler Şekil 5.14 :de gösterilmiştir.

$$T_{ub} \geq \frac{0.00218529 p_f^{0.591} F_{fu}^{2.583}}{t_p^{0.895} d_{bt}^{1.909} t_s^{0.327} b_p^{0.965}} + P_v \quad (5.26a)$$

d_{bt} : bulon çapıdır

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \quad (5.26b)$$

Denklem (5.26a) nın yanında Denklem (5.26c) nin kontrolünün A_b bulon enkesiti tarafından sağlanması durumunda seçilen bulon uygundur.

$$A_b \geq \frac{\frac{2M_{pr}}{L-h} + V_g}{n \cdot \tau_{sem}} \quad (5.26c)$$

A_b : Bulon gövde enkesit alanı

L : Kolon geometrik eksenleri arasındaki mesafe

V_g : Kolon başlık yüzeyinde gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

h : Kolon kesit yüksekliği

τ_{sem} : Bulona ait kayma emniyet gerilmesi

n : Birleşimdeki bulon sayısı

- Alın Levhası Kalınlığının hesabı

Alın levhasında eğilmeden kaynaklanan akmaları önlemek için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı Denklem (5.27a) ve Denklem (5.27b) yardımı ile hesaplanır. Şekil 5.14 :de gerekli parametreler verilmiştir.

$$t_p \geq \frac{0.0386428 \cdot p_f^{0.9} \cdot g^{0.6} \cdot F_{fu}}{d_{bt}^{0.9} \cdot t_s^{0.1} \cdot b_p^{0.7}} \quad (5.27a)$$

$$t_p \geq \frac{0.047451 \cdot p_f^{0.25} \cdot g^{0.15} \cdot F_{fu}}{d_{bt}^{0.7} \cdot t_s^{0.15} \cdot b_p^{0.3}} \quad (5.27b)$$

- Kayma Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü:

Kiriş başlığı çekme kuvvetine dayanacak minimum kolon başlık kalınlığı Denklem (5.18) de verildiği gibi hesaplanacaktır.

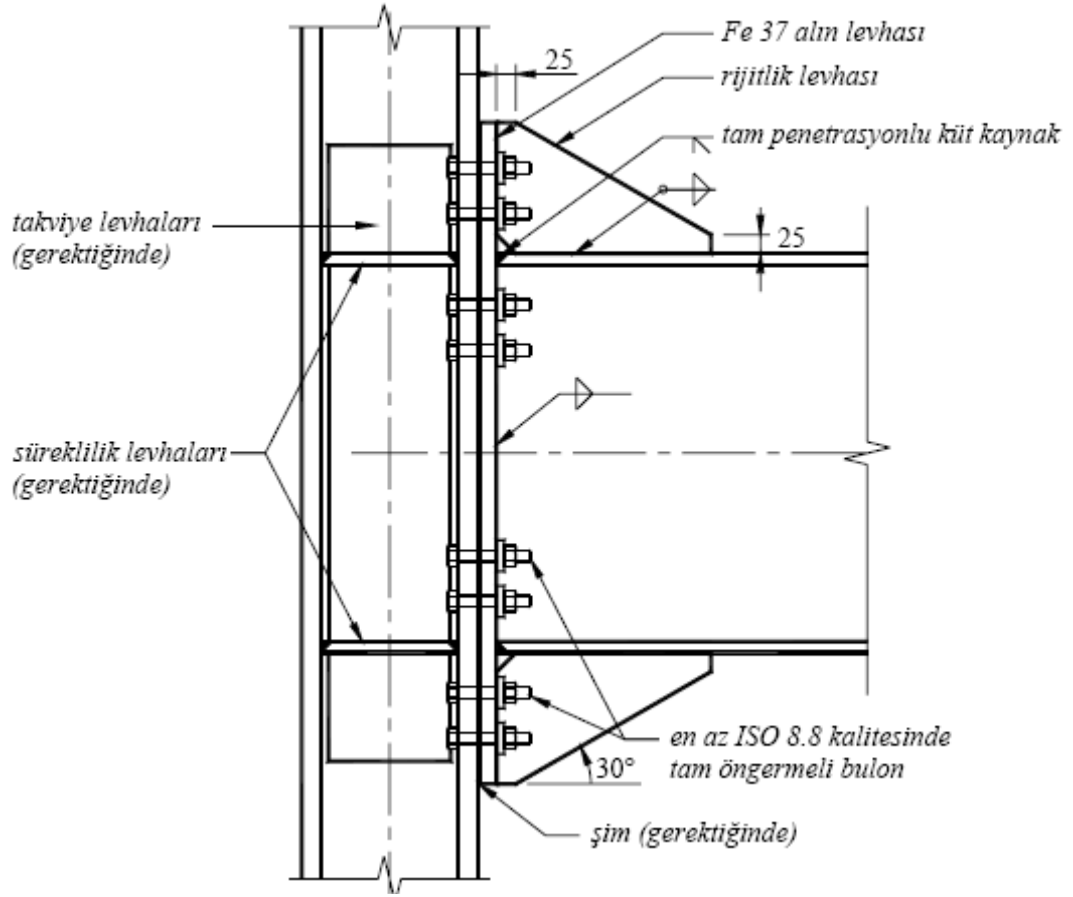
Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için Denklem (5.20) ile bulunan kesme kuvvetinin Denklem (5.21) ile bulunan kesme kuvveti kapasitesinden küçük olması istenmektedir.

- Kayma Bölgesinde Levha Kalınlığı Kontrolleri:

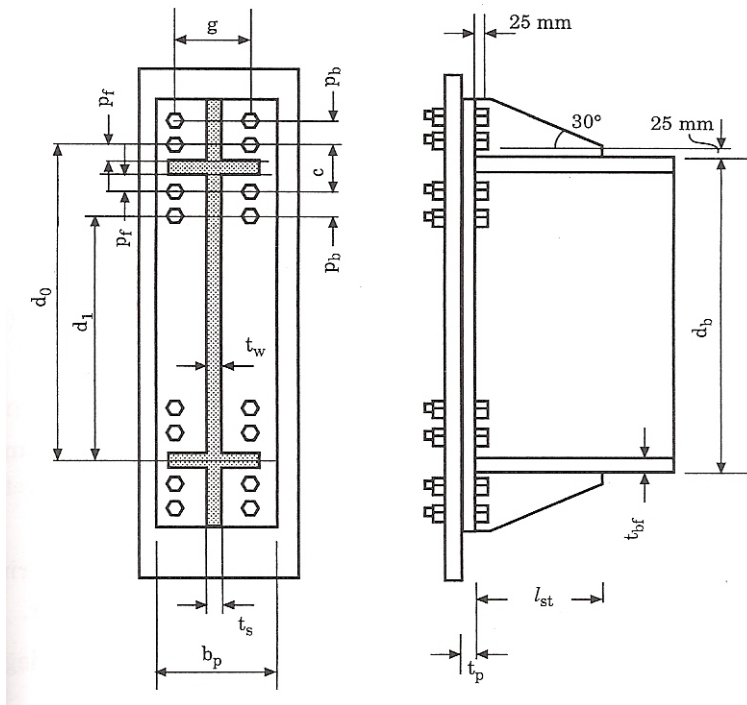
Kolon gövde levhası kalınlığının Denklem (5.22) de istenen şartı sağlamalıdır.

- Süreklilik Levhası Kontrolleri

Birleşimde süreklilik levhası gerekip gerekmediği; denklem (5.23a) ve (5.23b) deki kontroller sonucunda belirlenir.



Şekil 5.13 : Takviyeli Alın Levhalı Birleşim [4]



Şekil 5.14 : Takviyeli Alın Levhalı Birleşim Tasarım Parametreleri [1]

Tablo 5.19 : IPE500-HE300M Birleşimi

Birleşim Detay Parametreleri	Uygulama Sınırı Kontrolleri
Kiriş Enkesit Yüksekliği	500 mm < 1000 mm
Kiriş açıklığı /enkesit yüksekliği oranı	7900/500=15.8 > 7
Kiriş başlık kalınlığı	16mm < 25mm
Kolon enkesit yüksekliği	340 mm < 600 mm
Bulon sınıfı	10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme
Alın levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kalınlığı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

Birleşim tasarımı için sınır değerler Tablo 5.19 da verilmiştir.

Tasarlanan birleşim için M_{pr} plastik mafsalsal momenti denklem (5.18) kullanılarak aşağıda hesaplanmıştır.

$$M_{pr} = 2194 \text{ cm}^3 \times 2.75 \text{ t / cm}^2 = 6033.5 \text{ t}$$

Bu moment kiriş kolon birleşimlerinin sağlaması gereken şartlarda belirtilen değerler ile kıyaslanarak bunlardan minimum olanı alınmıştır.

$$0.8 \times 1.1 \times D_a = 0.8 \times 1.1 \times 1.1 = 0.968$$

$$M_{pr} \times 0.968 = 5840.42 \text{ tcm}$$

Kirişler tarafından aktarılan maksimum eğilme momenti
5563 tcm (R=1.5)

Hesaplarda 5563 tcm eğilme momenti değeri kullanılmıştır.

Kesme kuvveti değeri Denklem (5.19) ye göre aşağıda hesaplanmıştır.

$$V_e = 12.5 \pm 1.1 \times 1.1 \frac{(6033.5 + 6033.5)}{780 - (36.6 \times 2)}$$

$$V_e = -12.5 - 20.66 = 33.16 \text{ t}$$

$$= -12.5 + 20.66 = 8.16 \text{ t}$$

Bulon çapları arasındaki mesafe: $g > 3.5d$ $g > 84$, $g=100$ seçilmiştir.

Kolon flanşından bulon eksenine: $p_f < 3a$

olan uzaklık $p_f < 3 \times 16 = 48$, $p_f = 50 \text{ mm}$ seçilmiştir.

Alın levhası genişliği b_p : 300mm seçilmiştir.

- Bulon Çapının Seçimi:

Alın levhası kalınlığı 40 mm düşünülerek kolon ve alın levhasında açılacak maksimum bulon deliği çapı Denklem (5.24) ile bulunmuştur. Bulon çapı Denklem (5.25a), (5.26a), (5.26c) ye göre aşağıda belirlenmiştir.

Kolon başlığı kalınlığı: 39 mm

Alın levhası kalınlığı : 40 mm

$t_{\min}(39, 40) = 39 \text{ mm}$

$\sqrt{5t_{\min}} - 0.2 = 4.21$

Maksimum bulon çapı M42

M24 için :

Denklem (5.22a) kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$5563 \text{ tcm} < 2xT_{ub}x((50 - 1.6 + a/2) + (50 - 1.6 - a/2))$$

$$T_{ub} = 28.73t$$

$$F_z = \frac{\pi x(0.86x2.4)^2}{4} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} T_{ub} &= 3.34 \text{ cm}^2 x 10 \text{ t / cm}^2 \\ &= 33.4 \text{ t} \end{aligned}$$

Denklem (5.26b) den F_{fu} değeri aşağıda bulunmuştur.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} = \frac{5563}{50 - 1.6} = 114.93$$

Denklem (5.26a) ya göre bulon kontrolü aşağıda verilmiştir. Hesapta dikkate alınan Pv: öngerme kuvveti, Tablodan M24 için 22 ton olarak bulunmuştur.

$$33.4 \geq \frac{0.00218529x5^{0.591}114.93^{2.583}}{4^{0.895}2.4^{1.909}2^{0.327}30^{0.965}} + 22$$

$$33.4 \geq 1.93 + 22 = 24 \text{ ton}$$

Denklem (5.25a) ve (5.26a) nın yanında Denklem (5.26c) nin kontrolünün de sağlanması durumunda seçilen bulon uygundur. Denklem (5.26c) ye göre bulon enkesit alanı A_b nin kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$A_b = 4.52 \geq \frac{\frac{2x5563}{780 - 34} + 12.6}{16x3.2} = 0.537 \sqrt{\quad}$$

- Alın Levhası Kalınlığının hesabı

Seçilen alın levhasında, eğilmeden kaynaklanan akmaları önlemek için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı, Denklem (5.27a) ve Denklem (5.27b) den maksimum olanına göre kontrol edilmiştir.

$$t_p = 4 \geq \frac{0.0386428 \cdot 5^{0.9} \cdot 10^{0.6} \cdot 114.93}{2 \cdot 4^{0.9} \cdot 2^{0.1} \cdot 30^{0.7}} = 2.95 \text{ cm}$$

$$t_p = 4 \geq \frac{0.047451 \cdot 5^{0.25} \cdot 10^{0.15} \cdot 114.93}{2 \cdot 4^{0.7} \cdot 2^{0.15} \cdot 30^{0.3}} = 2.02 \text{ cm}$$

Alın levhası kalınlığı 40 mm olarak gerekli kontrolü sağlamaktadır.

- Kayma Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü:

Kiriş başlığı çekme kuvvetine dayanacak minimum kolon başlık kalınlığı Denklem (5.20) de verildiği gibi hesaplanmıştır.

$$V_{ke} = 0.8 \Sigma (5563 \times 2) \left(\frac{1}{50} - \frac{1}{390} \right) = 155.19 \text{ t}$$

Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için Denklem (5.20) ile bulunan kesme kuvvetinin Denklem (5.21) ile bulunan kesme kuvveti kapasitesinden küçük olması istenmektedir.

Buna göre;

takviye levhası kullanılmaması halinde;

$$V_p = 0.6 \times 2.75 \times 34 \times 2.1 \left[1 + \frac{3 \times 31 \times 3.9^2}{50 \times 34 \times 2.1} \right] = 164.489 \text{ t} > V_{ke} \checkmark$$

- Kayma Bölgesinde Levha Kalınlığı Kontrolleri:

Kolon gövde levhası kalınlığının Denklem (5.22) de istenen şarta göre kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$u = 500 \times 2 + 262 \times 2 = 1524 \text{ mm}$$

$$u / 180 = 1524 / 180 = 8.46 \text{ mm}$$

Kolon gövde kalınlığı 21mm > 8.46 $\checkmark$

- Süreklilik Levhası Kontrolleri

Birleşimde süreklilik levhası gerekip gerekmediği; denklem (5.23a) ve (5.23b) deki kontroller sonucunda aşağıda gösterilmiştir.

$$39 \geq 0.54\sqrt{200 \times 16} = 30.54$$

$$39 \geq 33$$

değerleri bulunmuş olup süreklilik levhasına gerek olmadığı görülmüştür.

Tablo 5.20 : IPE450-HE300M Birleşimi

Birleşim Detay Parametreleri	Uygulama Sınırı Kontrolleri
Kiriş Enkesit Yüksekliği	450 mm < 1000 mm
Kiriş açıklığı /enkesit yüksekliği oranı	7800/500=15.6 > 7
Kiriş başlık kalınlığı	14.6mm < 25mm
Kolon enkesit yüksekliği	340 mm < 600 mm
Bulon sınıfı	10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme
Alın levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kalınlığı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

Birleşim tasarımı için tasarım kriterleri Tablo 5.20 de verilmiştir.

Tasarlanan birleşim için M_{pr} plastik mafsalsal momenti denklem (5.18) kullanılarak aşağıda hesaplanmıştır.

$$M_{pr} = 1702 \text{ cm}^3 \times 2.75 \text{ t / cm}^2 = 4680.5 \text{ t}$$

Bu moment kiriş kolon birleşimlerinin sağlaması gereken şartlarda belirtilen değerler ile kıyaslanarak bunlardan minimum olanı alınmıştır.

$$0.8 \times 1.1 \times D_a = 0.8 \times 1.1 \times 1.1 = 0.968$$

$$M_{pr} \times 0.968 = 4530.72 \text{ tcm}$$

Kirişler tarafından aktarılan maksimum eğilme momenti
4352 tcm(R=1.5)

Hesaplarda 4352 tcm eğilme momenti değeri kullanılmıştır.

Kesme kuvveti değeri Denklem (5.19) ye göre aşağıda hesaplanmıştır.

$$V_e = 12.5 \pm 1.1 \times 1.1 \frac{(6033.5 + 6033.5)}{780 - (36.6 \times 2)}$$

$$V_e = -12.5 - 20.66 = 33.16 \text{ t}$$

$$= -12.5 + 20.66 = 8.16 \text{ t}$$

Bulon çapları arasındaki mesafe: $g > 3.5d$ $g > 84$, $g=100$ seçilmiştir.

Kolon flanşından bulon eksenine: $p_f > 3a$

olan uzaklık $p_f > 3 \times 14.6 = 43.8$, $p_f = 50\text{mm}$ seçilmiştir.

Alın levhası genişliği b_p : 300mm seçilmiştir.

- Bulon apının Seçimi:

Alın levhası kalınlığı 40 mm dűřünülererek kolon ve alın levhasında aılabilecek maksimum bulon deliği apı Denklem (5.24) ile bulunmuştur. Bulon apı Denklem (5.25a), (5.26a), (5.26c) ye gűre aşağıda belirlenmiştir.

Kolon başlığı kalınlığı: 39 mm

Alın levhası kalınlığı : 40 mm

$t_{\min}(39, 40) = 39\text{ mm}$

$\sqrt{5t_{\min} - 0.2} = 4.21$

Maksimum bulon apı M 42

M24 için :

Denklem (5.26a) kontrolű ařaęıda verilmiřtir.

$$4352 < 2xT_{ub}x((50 - 1.46 + a / 2) + (50 - 1.46 - a / 2))$$

$$T_{ub} = 22.41t$$

$$F_z = \frac{\pi x(0.86x2.4)^2}{4} = 3.34\text{cm}^2$$

$$\begin{aligned} T_{ub} &= 3.34\text{ cm}^2 x 10\text{ t} / \text{cm}^2 \\ &= 33.4\text{ t} \end{aligned}$$

Denklem (5.26b) den F_{fu} değeri aşağıda bulunmuştur.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} = \frac{4352}{45 - 1.46} = 99.95$$

Denklem (5.26a) ya gűre bulon kontrolű ařaęıda verilmiřtir. Hesapta dikkate alınan Pv: űngerme kuvveti, Tablodan M24 için 22 ton olarak bulunmuřtur.

$$33.4 \geq \frac{0.00218529x5^{0.591}99.95^{2.583}}{4^{0.895}2.4^{1.909}1^{0.327}30^{0.965}} + 22$$

$$33.4 \geq 1.69 + 22 = 23.7 \text{ ton}$$

Denklem (5.25a) ve (5.26a) nın yanında Denklem (5.26c) nin kontrolünün de sağlanması durumunda seçilen bulon uygundur. Denklem (5.26c) ye göre bulon enkesit alanı A_b nin kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$A_b = 4.52 \geq \frac{\frac{2x4352}{780-34} + 5.36}{16x3.2} = 0.332 \checkmark$$

- Alın Levhası Kalınlığının hesabı

Seçilen alın levhasında, eğilmeden kaynaklanan akmaları önlemek için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı, Denklem (5.27a) ve Denklem (5.27b) den maksimum olanına göre kontrol edilmiştir.

$$t_p = 4 \geq \frac{0.0386428.5^{0.9}.10^{0.6}.99.95}{2.4^{0.9}.1^{0.1}.30^{0.7}} = 2.75 \text{ cm}$$

$$t_p = 4 \geq \frac{0.047451.5^{0.25}.10^{0.15}.99.95}{2.4^{0.7}.1^{0.15}.30^{0.3}} = 1.96 \text{ cm}$$

Alın levhası kalınlığı 40 mm olarak gerekli kontrolü sağlamaktadır.

- Kayma Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü:

Kiriş başlığı çekme kuvvetine dayanacak minumum kolon başlık kalınlığı Denklem (5.20) de verildiği gibi hesaplanmıştır.

$$V_{ke} = 0.8\Sigma(4532x2)\left(\frac{1}{45} - \frac{1}{390}\right) = 142.54 \text{ t}$$

Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için Denklem (5.20) ile bulunan kesme kuvvetinin Denklem (5.21) ile bulunan kesme kuvveti kapasitesinden küçük olması istenmektedir.

Buna göre;

takviye levhası kullanılmaması halinde;

$$V_p = 0.6x2.75x34x2.1\left[1 + \frac{3x31x3.9^2}{45x34x2.1}\right] = 169.67 \text{ t} > V_{ke} \checkmark$$

- Kayma Bölgesinde Levha Kalınlığı Kontrolleri:

Kolon gövde levhası kalınlığının Denklem (5.22) de istenen şarta göre kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$u = 450 \times 2 + 262 \times 2 = 1424 \text{ mm}$$

$$u / 180 = 1424 / 180 = 7.91 \text{ mm}$$

Kolon gövde kalınlığı 21mm > 7.91 √

- Süreklilik Levhası Kontrolleri

Birleşimde süreklilik levhası gerekip gerekmediği; denklem (5.23a) ve (5.23b) deki kontroller sonucunda aşağıda gösterilmiştir.

$$39 \geq 0.54 \sqrt{200 \times 16} = 30.54$$

$$39 \geq 33$$

değerleri bulunmuş olup süreklilik levhasına gerek olmadığı görülmüştür.

Tablo 5.21 : IPE450-HE260M Birleşimi

Birleşim Detay Parametreleri	Uygulama Sınırı Kontrolleri
Kiriş Enkesit Yüksekliği	450 mm < 1000 mm
Kiriş açıklığı /enkesit yüksekliği oranı	7800/500=15.6 > 7
Kiriş başlık kalınlığı	14.6mm < 25mm
Kolon enkesit yüksekliği	340 mm < 600 mm
Bulon sınıfı	10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme
Alın levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kalınlığı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

Birleşim tasarımı için tasarım kriterleri Tablo 5.21 de verilmiştir.

Tasarlanan birleşim için M_{pr} plastik mafsallık momenti denklem (5.18) kullanılarak aşağıda hesaplanmıştır.

$$M_{pr} = 1702 \text{ cm}^3 \times 2.75 \text{ t / cm}^2 = 4680.5 \text{ t}$$

Bu moment kiriş kolon birleşimlerinin sağlaması gereken şartlarda belirtilen değerler ile kıyaslanarak bunlardan minimum olanı alınmıştır.

$$0.8 \times 1.1 \times D_a = 0.8 \times 1.1 \times 1.1 = 0.968$$

$$M_{pr} \times 0.968 = 4530.72 \text{ tcm}$$

Kirişler tarafından aktarılan maksimum eğilme momenti
3474 tcm (R=1.5)

Hesaplarda 4352 tcm eğilme momenti değeri kullanılmıştır.

Kesme kuvveti değeri Denklem (5.19) a göre aşağıda hesaplanmıştır.

$$V_e = 12.5 \pm 1.1 \times 1.1 \frac{(6033.5 + 6033.5)}{780 - (36.6 \times 2)}$$

$$V_e = -12.5 - 20.66 = 33.16 \text{ t}$$

$$= -12.5 + 20.66 = 8.16 \text{ t}$$

Bulon çapları arasındaki mesafe: $g > 3.5d$ $g > 70$, $g=75$ seçilmiştir.

Kolon flanşından bulon eksenine: $p_f > 3a$

olan uzaklık $p_f > 3 \times 14.6 = 43.8$, $p_f = 50 \text{ mm}$ seçilmiştir.

Alın levhası genişliği b_p : 200 mm seçilmiştir.

- Bulon Çapının Seçimi:

Alın levhası kalınlığı 40 mm düşünülerek kolon ve alın levhasında açılacak maksimum bulon deliği çapı Denklem (5.24) ile bulunmuştur. Bulon çapı Denklem (5.25a), (5.26a), (5.26c) ye göre aşağıda belirlenmiştir.

Kolon başlığı kalınlığı: 32.5 mm

Alın levhası kalınlığı : 35 mm

$$t_{\min}(32.5, 35) = 32.5 \text{ mm}$$

$$\sqrt{5t_{\min}} - 0.2 = 3.83$$

Maksimum bulon çapı M 40

M20 için :

Denklem (5.25a) kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$4352 < 2 \times T_{ub} \times ((45 - 1.46 + a/2) + (45 - 1.46 - a/2))$$

$$T_{ub} = 22.41 \text{ t}$$

$$F_z = \frac{\pi \times (0.86 \times 2)^2}{4} = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$T_{ub} = 2.32 \text{ cm}^2 \times 10 \text{ t} / \text{cm}^2 \\ = 23.2 \text{ t}$$

Denklem (5.26b) den F_{fu} değeri aşağıda bulunmuştur.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} = \frac{4352}{45 - 1.46} = 99.95$$

Denklem (5.26a) ya göre bulon kontrolü aşağıda verilmiştir. Hesapta dikkate alınan Pv: öngerme kuvveti, Tablodan M24 için 16 ton olarak bulunmuştur.

$$23.2 \geq \frac{0.00218529 \times 5^{0.591} \times 99.95^{2.583}}{3.5^{0.895} \times 2^{1.909} \times 1^{0.327} \times 25^{0.965}} + 16 \\ 23.2 \geq 3.21 + 16 = 19.21 \text{ ton}$$

Denklem (5.25a) ve (5.26a) nın yanında Denklem (5.26c) nin kontrolünün de sağlanması durumunda seçilen bulon uygundur. Denklem (5.26c) ye göre bulon enkesit alanı A_b nin kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$A_b = 3.14 \geq \frac{\frac{2 \times 4352}{780 - 29} + 5.36}{16 \times 3.2} = 0.33 \checkmark$$

- Alın Levhası Kalınlığının hesabı

Seçilen alın levhasında, eğilmeden kaynaklanan akmaları önlemek için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı, Denklem (5.27a) ve Denklem (5.27b) den maksimum olanına göre kontrol edilmiştir.

$$t_p = 3.5 \geq \frac{0.0386428 \cdot 5^{0.9} \cdot 7.5^{0.6} \cdot 99.95}{2^{0.9} \cdot 1^{0.1} \cdot 25^{0.7}} = 3.1 \text{ cm}$$

$$t_p = 3.5 \geq \frac{0.047451 \cdot 5^{0.25} \cdot 7.5^{0.15} \cdot 99.95}{2^{0.7} \cdot 1^{0.15} \cdot 25^{0.3}} = 2.24 \text{ cm}$$

Alın levhası kalınlığı 35 mm olarak gerekli kontrolü sağlamaktadır.

- Kayma Bölgesi Kesme Kuvveti Kontrolü:

Kiriş başlığı çekme kuvvetine dayanacak minumum kolon başlık kalınlığı Denklem (5.20) de verildiği gibi hesaplanacaktır.

$$V_{ke} = 0.8 \Sigma (4532 \times 2) \left(\frac{1}{45} - \frac{1}{390} \right) = 142.54 \text{ t}$$

Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için Denklem (5.20) ile bulunan kesme kuvvetinin Denklem (5.21) ile bulunan kesme kuvveti kapasitesinden küçük olması istenmektedir.

Buna göre;

takviye levhası kullanılmaması halinde;

$$V_p = 0.6 \times 2.75 \times 29 \times 2.1 \left[1 + \frac{3 \times 26.8 \times 3.25^2}{45 \times 29 \times 2.1} \right] = 131.62 \text{ t} > V_{ke} \times$$

5mm iki adet takviye levhası kullanılması halinde;

$$V_p = 0.6 \times 2.75 \times 29 \times 3.1 \left[1 + \frac{3 \times 26.8 \times 3.25^2}{45 \times 29 \times 3.1} \right] = 179.47 \text{ t} > V_{ke} \sqrt{}$$

- Kayma Bölgesinde Levha Kalınlığı Kontrolleri:

Kolon gövde levhası kalınlığının Denklem (5.22) de istenen şarta göre kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$u = 450 \times 2 + 225 \times 2 = 1350 \text{ mm}$$

$$u/180 = 1350/180 = 7.5 \text{ mm}$$

$$\text{Kolon gövde kalınlığı } 18 \text{ mm} > 7.5 \sqrt{}$$

- Süreklilik Levhası Kontrolleri

Birleşimde süreklilik levhası gerekip gerekmediği; denklem (5.23a) ve (5.23b) deki kontroller sonucunda aşağıda gösterilmiştir.

$$32.5 \geq 0.54 \sqrt{190 \times 14.6} = 28.44$$

$$32.5 \geq 31.6$$

değerleri bulunmuş olup süreklilik levhasına gerek olmadığı görülmüştür.

5.9 Çarpaz Birleşimlerinin Kontrolü

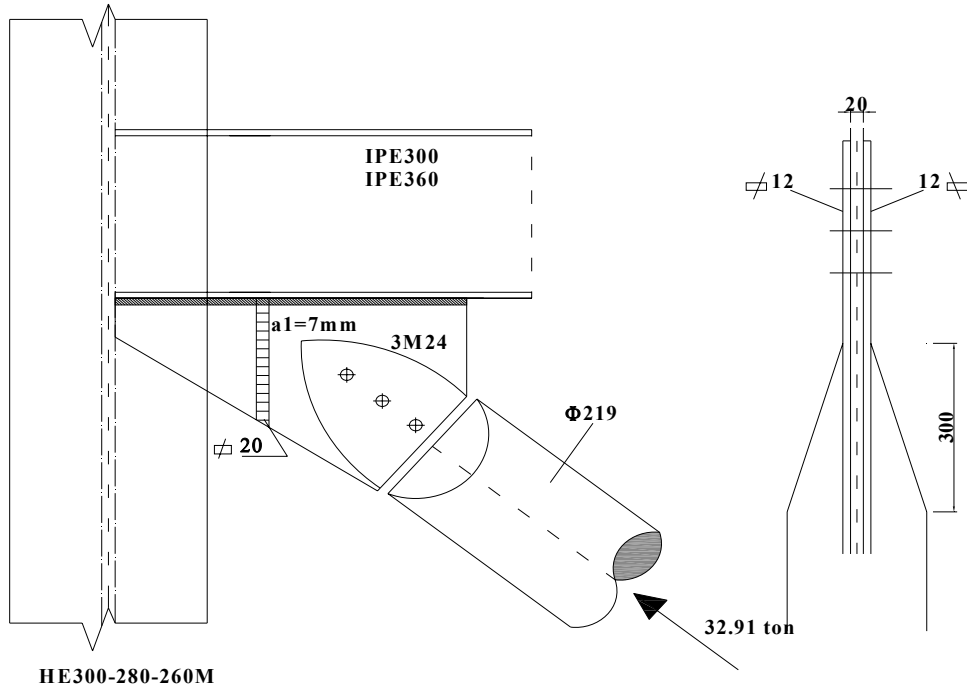
Çarpazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında oluşan iç kuvvetler ile gerilme kontrolleri yapılacaktır. Bunun yanında süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çarpaz birleşimleri aşağıda verilen iç kuvvetlerden küçük olanını sağlayacaktır.

- Çarpaz eksenel basınç veya çekme kapasitesi

- Düğüm noktalarına birleşen diğer elemanların kapasitelerine bağlı olarak söz konusu çaprazla aktarılabilecek en büyük eksenel kuvvet
- Arttırılmış deprem yükleri altında meydana gelen çapraz eksenel kuvveti

Bunun yanında çaprazları kolon veya kirişlere bağlayan düğüm levhaları aşağıda verilen iki koşulu sağlamalıdır.

- Düğüm noktasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına birleşen çaprazın eğilme kapasitesinden az olmayacaktır.
- Düğüm noktası levhasının düzlem dışına burkulmasının önlenmesi amacıyla çapraz ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm noktası kalınlığının iki katından fazla olmayacaktır. Bu şarta uyulmadığı durumlarda ise ilave berkitme levhaları kullanılarak düğüm noktası levhasının düzlem dışına burkulması engellenecektir.



Şekil 5.15 : 2007 Yönetmeliğine Göre Çapraz Birleşimi

Mevcut çapraz birleşim detayı Şekil 5.15 de verilmiştir.

- Deprem ve düşey yüklerin etkisi altında gerekli gerilme kontrolü

Çapraz Mekanik Özellikleri:

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

$$F = 53 \text{ cm}^2$$

$$I = 2960 \text{ cm}^4$$

$$W_{el} = 270 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl} = 357 \text{ cm}^3$$

$$i = 7.46 \text{ cm}$$

Malzeme St37

Maksimum basınç kuvveti = 32.91 ton

$$\lambda = \frac{595}{7.46} = 79.75 < 100$$

$$w = 1.7$$

$$\sigma = 1.7 \frac{32.91}{53} = 1.05 < 1.9 \text{ t/cm}^2$$

Bulonlarda Kontrol:

Bir bulona gelen kuvvet

$$\frac{32.91}{3} = 10.97 \text{ ton}$$

Ezilme kontrolü : $2 \times 2.4 \times 4750 = 22.800 \text{ kg} > 10.970$

$$\text{Makaslama tahkiki (çift tesirli)} \frac{32.91}{6} = 5.48 \text{ ton} < 4.52 \times 2.7 = 12.204 \text{ ton}$$

Levhayı Kolon ve Kirişe Birleştiren kaynaklarda kontrol:

a₁ Kaynak dikişinde :

$$F_k = (54.3 - 2 \times 0.7) \times 0.7 = 37.03 \text{ cm}^2$$

$$N = \sin 37^\circ \times 32.91 \text{ ton} = 19.80$$

$$Q = \cos 37^\circ \times 32.91 \text{ ton} = 26.28$$

$$\sigma_k = \frac{19.80}{37.03} = 0.53 \text{ t/cm}^2 < 0.7$$

$$\tau_k = \frac{26.28}{37.03} = 0.71 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

Çapraz birleşimleri, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerilme kontrolleri dışında, yeni yönetmelikte verilen, birleşim kapasite kontrollerini de sağlayacaktır.

- Yeni yönetmeliğe göre birleşim kontrolleri

Arttırılmış Yükleme Durumlarında Oluşan Eksenel Kuvvet:

$$N = 61.22 \text{ ton}$$

Çaprazın Eksenel Basınç Kapasitesi

$$N = 53(\text{cm}^2) \times 2.4(\text{t/cm}^2) = 127.2 \text{ ton}$$

Malzeme St37

Maksimum basınç kuvveti = 61.22 ton (Arttırılmış yüklemeden)

$$\lambda = \frac{595}{7.46} = 79.75 < 100$$

$$w = 1.7$$

$$\sigma = 1.7 \frac{61.22}{53} = 1.963 < 1.7 \times 1.44 = 2.448 \text{ t/cm}^2 \checkmark$$

Bulonlarda Kontrol:

Bir bulona gelen kuvvet

$$\frac{61.22}{3} = 20.74 \text{ ton}$$

$$\text{Ezilme kontrolü : } 2 \times 2.4 \times 4750 = 22.800 \text{ kg} > 20.740$$

$$\text{Makaslama tahkiki (çift tesirli) } \frac{32.91}{6} = 5.48 \text{ ton} < 4.52 \times 2.7 = 12.204 \text{ ton}$$

Levhayı Kolon ve Kirişe Birleştiren kaynaklarda kontrol:

a₁ Kaynak dikişinde :

$$F_k = (54.3 - 2 \times 0.7) \times 0.7 = 37.03 \text{ cm}^2$$

$$N = \sin 37^\circ \times 61.22 \text{ ton} = 36.84$$

$$Q = \cos 37^\circ \times 61.22 \text{ ton} = 48.89$$

$$\sigma_k = \frac{36.84}{37.03} = 0.99 \text{ t/cm}^2 > 0.8$$

$$\tau_k = \frac{48.89}{37.03} = 1.32 < 1.1 \times 1.7 = 1.87 \text{ t / cm}^2$$

- Dügüm noktası levhasında yönetmelikte istenen şartların kontrolü

Dügüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi:

$$W_p = \frac{2 \times 35^2}{4} = 612.5 \text{ cm}^3 \quad Mp_d = 612.5 \times 3.6 = 2205 \text{ tcm}$$

Çaprazın eğilme kapasitesi:

$$Mp_\varphi = 357 \times 2.4 = 856.8 \text{ tcm}$$

$$Mp_\varphi = 856.8 \text{ tcm} < Mp_d = 2205 \text{ tcm} \quad \checkmark$$

Dügüm noktasının düzlem dışına burkulmasının önlenmesi için; çapraz ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm noktası levhasının kalınlığının iki katından fazla olmayacak ve buna uyulmadığı durumda ilave berkitme levhası kullanılıp düğüm levhasının düzlem dışı burkulması engellenecektir [4].

Buna göre mevcut birleşimde çapraz ucunun kolon veya kiriş yüzüne uzaklığı, levha kalınlığının iki katından fazla olduğu için düğüm levhası üzerine 20 mm kalınlığında berkitme levhası kaynaklanmıştır.

5.10 Temel Bağlantı Kontrolleri

Yeni deprem yönetmeliğine göre temel bağlantı detaylarında düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır [4].

Bunun yanında temel bağlantı taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır [4].

- Temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin 1.1Da katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolon ve çaprazların eksenel yük kapasitelerinin 1.1Da katından oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler
- Arttırılmış deprem yüklemesinden oluşan iç kuvvetler.

Gerilme kontrolleri dördüncü bölümde, mevcut temel bağlantı detaylarının hesabında verilen denklemler kullanılarak yapılacak olup, gerilme kontrollerinde arttırılmış gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

5.10.1 Ankastre kolon ayağı

- Arttırılmış Deprem Yüklerinden ve Kapasitelerden Gelen Kesit Tesirleri

$$M = 35.06$$

$$N = 79 \text{ ton}$$

$$H = 13.2 \text{ ton}$$

Kolon Eğilme Momenti Kapasitesi

$$M_p = 4078 \times 2.75 = 11214 \text{ tcm}$$

$$1.1 D a M_p = 11214 \times 1.21 = 135.69 \text{ tm}$$

$$N_{bp} = 1.7 \times 303 \times 1.67 = 860 \text{ ton}$$

$$1.21 \times 860 = 1040 \text{ ton}$$

Minimum kuvvetler arttırılmış deprem yüklerinden elde edilmiş olup hesapta bu değerler kullanılacaktır.

- HE300M kesitli kolon mekanik özellikleri

$$h = 340 \text{ mm}$$

$$b = 310 \text{ mm}$$

$$t_w = 21 \text{ mm}$$

$$t_f = 39 \text{ mm}$$

- Temel Beton Kalitesi

BS25

$$\sigma_{em} = 70 \text{ kg / cm}^2$$

- Bağlantı Bilgileri

$$t_1 = 15 \text{ mm}$$

$$t' = 30 \text{ mm}$$

- Basınç (Z) ve Çekme (D) kuvvetlerinin hesaplanması

$$e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$e_z = \frac{980}{2} - 80 = 410$$

$$ed = \frac{3 \times 980}{8} = 367.5 \text{ mm}$$

$$D = \frac{3506 + 79 \times 41}{41 + 36.75} = 86.75 \text{ ton}$$

$$Z = \frac{3506 - 79 \times 36.75}{41 + 36.75} = 7.75 \text{ ton}$$

- Beton Basınç Gerilmesi Kontrolü

$$\rho = \frac{86.75}{\frac{98}{4} \times 60} = 0.058 < 0.07 \text{ t/cm}^2$$

- Ankraj Bulonlarında kontrol

$$3 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 4.2)^2}{4} \times 4.1 \geq 7.75$$

$$146.55 \geq 6.83 \checkmark$$

- Taban levhası kalınlığı kontrolü

$$c_1 = 120 \text{ mm}$$

$$M_1 = 0.058 \times \frac{12^2}{2} = 4.176 \text{ t.cm/cm}$$

$$M_2 = 0.058 \times \frac{60}{2} \left(\frac{60}{4} - 12 \right) = 5.22 \text{ t.cm/cm}$$

$$W = \frac{3^2}{6} \Rightarrow \sigma_{em} = 3.6 \times 1.15 = 4.14 \geq \frac{5.22}{1.5} = 3.48 \checkmark$$

- Guse Levhası Yüksekliği

$$P = \frac{79}{4} + \frac{1}{2} \times \frac{3506}{34} = 71.3 \text{ ton}$$

$$3 \text{ mm} < a_1 < 0.7 \times 30 = 2.1$$

$a_1 = 2 \text{ cm}$ olarak seçilmiştir.

$$10 \geq \frac{71.3}{2 \times 1.1 \times 1.15} + 2 \times 2 = 32 \text{ x}$$

Bu durumda kaynak kalınlığı yada guse levhası yüksekliği arttırılmalıdır. Guse levhaları 35 cm yüksekliğinde olmalıdır.

- Guse Levhası Uç Kesitinde Kontrol

$$\left. \begin{aligned} M_D &= Dx \left(\frac{A-h}{2} - \frac{A}{8} \right) = 86.75x \left(\frac{98-34}{2} - \frac{98}{8} \right) = 1713 \text{ tcm} \\ M_Z &= Zx \left(\frac{A-h}{2} - e_1 \right) = 7.75x \left(\frac{98-34}{2} - 8 \right) = 186 \text{ tcm} \end{aligned} \right\} M_{\max} = M_D = 1713 \text{ tcm}$$

$$y = \frac{\left(3x60x\frac{3}{2} \right) + \left(3x35x\left(\frac{35}{2} + 3 \right) \right)}{2x35x3 + 3x60} = 6.21 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= 2x \left(3 \frac{35^3}{12} + 35x3 \left(\frac{35}{2} + 3 - 6.21 \right)^2 \right) + 60x \frac{3^3}{12} + 60x3x \left(6.21 - \frac{3}{2} \right)^2 \\ &= 64320 + 4128 \\ &= 68448 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{M}{I} x (h_1 + t - y) = \frac{1713}{68448} x (35 + 3 - 6.21)$$

$$\sigma = 0.795 \text{ t/cm}^2 < 1.65x1.15 = 1.90 \text{ t/cm}^2$$

- a₂ Kaynak dikişlerinde tahkik;

$$3\text{mm} < a_2 < 0.7t_{\min} = 21\text{mm}$$

a₂ = 7 mm seçilirse;

$$Q = \max(Z, D) = D = 86.75 \text{ ton}$$

$$S_x = 60x3x \left(6.21 - \frac{3}{2} \right) = 847.8 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{QxS_x}{2a_2xI}$$

$$\tau_k = \frac{86.75x847.8}{2x0.7x68448} = 0.76 < 1.15x1.1 = 1.265 \text{ t/cm}^2 \checkmark$$

- a₃ Kaynak dikişlerinde tahkik;

$$3\text{mm} < a_3 < 0.7x3 = 21\text{mm}$$

$$l'=250 \text{ mm}$$

$$\tau_k = \frac{H}{2a_3x(l'-2a_3)}$$

$$\tau_k = \frac{13.2}{2 \times 0.5 \times (25 - 2 \times 0.5)} = 0.55 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t/cm}^2 \checkmark$$

- Kayma Kamasında tahkik;

Kayma kaması için seçilen kesit 200*100 Kutu profildir.

Kama Boyunun Belirlenmesi;

$$l_k \geq \frac{13.2}{(15-3) \times 0.07} = 15.7 \text{ cm}$$

Kama boyu 20 cm olarak uygundur.

- a₄Kaynak dikişlerinde tahkik;

$$3\text{mm} < a_4 < 0.7 \times 1.5 = 10.5\text{mm}$$

a₄ kaynak dikişlerinin kalınlığı 7 mm seçilmiştir.

$$I_k = (l_k + 2a_4)x \frac{(b_k + 2a_4)^3}{12} - (l_k)x \frac{(b_k)^3}{12}$$

$$I_k = (10 + 2 \times 0.7)x \frac{(20 + 2 \times 0.7)^3}{12} - 10x \frac{20^3}{12} = 2643.66 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2b_kxa_4 + 2l_kxa_4$$

$$F_k = 2 \times 10 \times 0.7 + 2 \times 20 \times 0.7 = 42 \text{ cm}^2$$

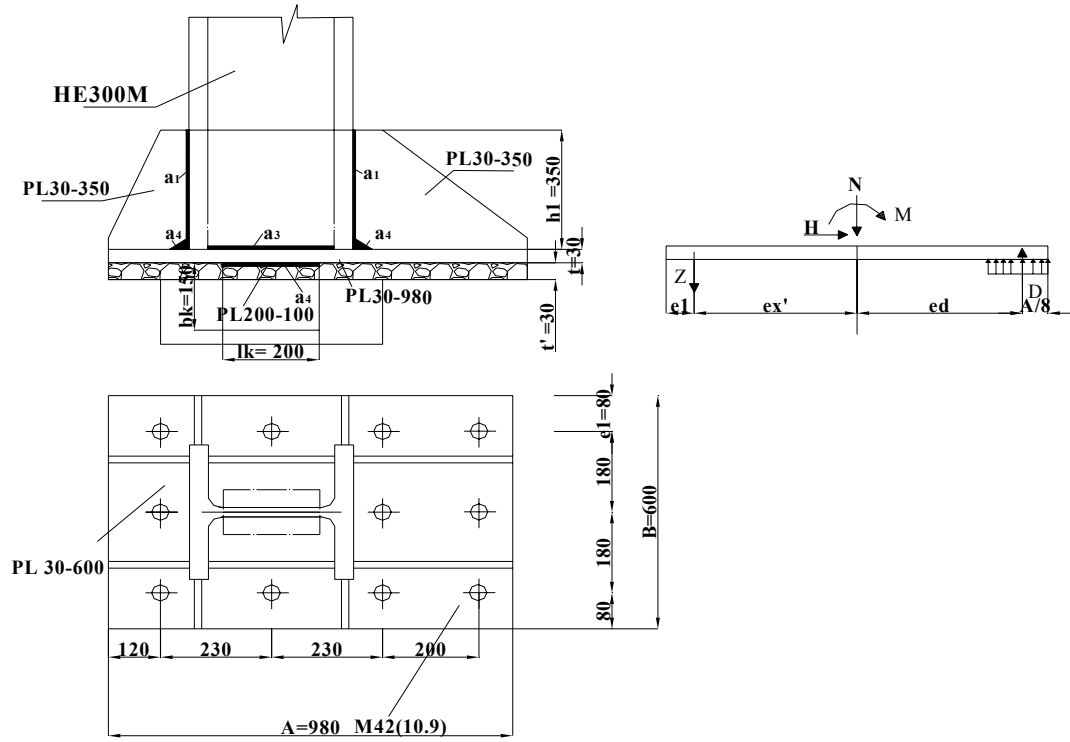
$$\tau_k = \frac{H}{F_k} = \frac{13.2}{42} = 0.31 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t/cm}^2 \checkmark$$

$$M = \frac{1}{2}xHx(b_k + t')$$

$$M = \frac{1}{2} \times 13.2 \times (10 + 3) = 85.8 \text{ tcm}$$

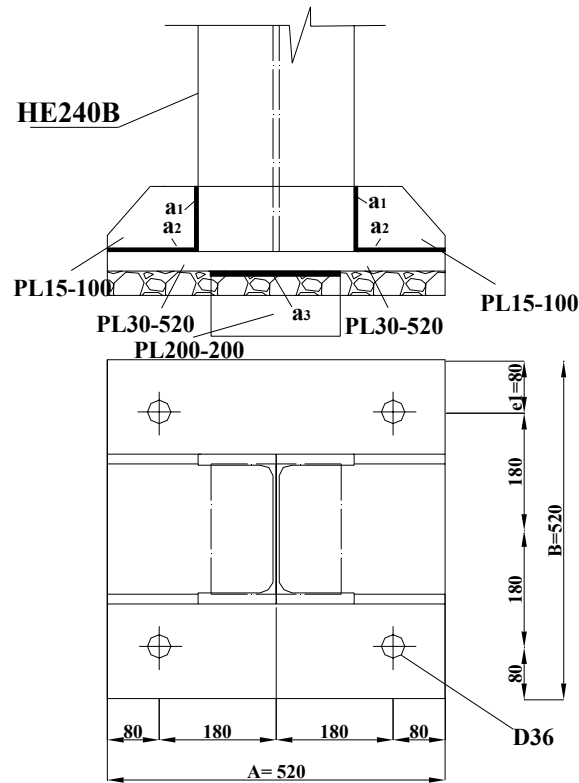
$$\sigma = \frac{85.8}{2643.66} = 0.032 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t/cm}^2$$

Mevcut kolon ayağında guse levhalarında gerekli kaynak ve gerilme kontrolleri sağlanamadığı için yeni yönetmelikteki kesit tesirleri dikkate alınarak guse levhası kaynak kalınlığı ve boyutları değiştirilmiştir. Şekil 5.16 da tasarlanan kolon ayağına ilişkin parametreler gösterilmiştir.



Şekil 5.16 : 2007 Yönetmeliğine Göre Tasarlanan Ankastre Kolon Ayağı

5.10.2 Mafsallı kolon ayağı



Şekil 5.17 : Mafsallı Kolon Ayağı

- Arttırılmış Deprem Yüklerinden ve Kapasitelerden Gelen Kesit Tesirleri

N = 121 ton

$$H = 0.05 + (\cos 49.76 \times 26.13) = 16.93 \text{ ton}$$

Kolon Eksenel Yük Kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times 10^6 \times 1.67 = 301 \text{ ton}$$

$$1.21 \times 301 = 364 \text{ ton}$$

Çapraz Eksenel Yük Kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times 13.9 \times 1.44 = 34.02 \text{ ton}$$

$$1.21 \times 34.02 = 41.17 \text{ ton}$$

$$H = 41.17x \cos 49.76 = 26.59 \text{ ton}$$

Minimum kuvvetler arttırılmış deprem yüklerinden elde edilmiş olup hesapta bu değerler kullanılacaktır.

- Taban levhası boyutlarının belirlenmesi

$$\rho = \frac{121}{52 \times 52} = 0.044 \leq 0.07$$

- I-I Kesitinde gerilme kontrolü

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{0.044 \times 14.75^2}{2} = 4.78 \text{ tcm} & (c = 140 + \frac{15}{2} = 147.5) \\ M_2 &= \frac{0.044 \times 52}{2} \left(\frac{52}{4} - 14.75 \right) = 2.02 \text{ tcm} \end{aligned} \right\} M_{\max} = 4.78 \text{ tcm}$$

$$W = \frac{3^2}{6} = 1.5 \text{ cm}^3 / \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{4.78}{1.5} = 3.18 \leq 3.6 \times 1.33 = 4.78 \quad \checkmark$$

$$3 \geq 2.45 \sqrt{\frac{4.78}{4.78}} = 2.45$$

- Guse levhası yüksekliğinin kontrolü

$$10 \geq \frac{121}{4 \times 0.7 \times 1.1 \times 1.15} + 2 \times 0.7 = 35.56 \text{ x}$$

Guse levhası yüksekliği yada kaynak kalınlığı arttırılmalıdır.

Kaynak kalınlığı 1 cm olacak şekilde seçilip kontrol yapıldığında;

$$10 \geq \frac{121}{4 \times 1 \times 1.1 \times 1.15} + 2 \times 1 = 25.91 \text{ x}$$

Levha yüksekliği 30 cm ve kaynak kalınlığı 1 cm olacak şekilde teşkil yapılmalıdır.

- Guse levhası uç kesitinde gerilme kontrolleri

$$y = \frac{(15 + 1.5) \times 30 \times 1.5 \times 2 + 3 \times 52 \times 1.5}{3 \times 52 + 2 \times 30 \times 1.5} = 6.98$$

$$\begin{aligned} I &= 2 \times 1.5 \times \frac{30^3}{12} + 2 \times 30 \times 1.5 \times (15 - 6.98)^2 + 52 \times \frac{3^3}{12} + 52 \times 3 \times (6.98 - 1.5)^2 \\ &= 17340.57 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$M = (0.044 \times 52) \frac{14^2}{2} = 224.22 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{224}{17340}(30 + 3 - 6.98) = 0.336 \leq 2.16 \times 1.15 = 2.50 \quad \checkmark$$

- a₂ Kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü

$$S_x = 52 \times 3 \times (6.98 - \frac{3}{2}) = 854.88 \text{ cm}^3$$

$$Q = 52 \times 0.044 \times 14 = 32.032 \text{ ton}$$

$$\tau_k = \frac{32.032 \times 854.88}{17340 \times 2 \times 0.7} = 1.12 \leq 1.1 \times 1.15 = 1.26 \quad \checkmark$$

- a₃ Kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü

$$\tau_k = \frac{16.93}{2 \times 0.7 (21 - 2 \times 0.7)} = 0.61 \leq 1.1 \quad \checkmark$$

- Kayma kaması boyunun kontrolü

$$l_k \geq \frac{16.93}{(20 - 3) \times 0.07} = 14.22 \text{ cm}$$

Kama boyu 20 cm olarak uygundur.

- a₄ Kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü

$$I_k = (20 + 2 \times 0.7) \times \frac{(20 + 2 \times 0.7)^3}{12} - (20) \times \frac{(20)^3}{12}$$

$$= 4143.95 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2 \times 20 \times 0.7 + 2 \times 20 \times 0.7 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{H}{F_k} = \frac{16.93}{56} = 0.302 \text{ t / cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2 \quad \checkmark$$

$$M = \frac{1}{2} \times 16.93 \times (20 + 3) = 194.69 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{194.69}{4143.95} = 0.046 \text{ t / cm}^2 < 1.1 \times 1.15 = 1.265 \text{ t / cm}^2$$

6. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Çalışma kapsamında; 1998 Deprem Yönetmeliği'ne göre “süneklik düzeyi normal” olarak tasarlanmış, çerçeve ve çaprazlardan oluşan mevcut çelik bir yapının, 2007 yönetmeliğine göre “süneklik düzeyi yüksek sistem” olarak taşıyıcı sistem ve birleşimlerinin analizi yapılmıştır.

Yapılan analizler sonucu: Mevcut yapının, 2007 deprem yönetmeliğine göre taşıyıcı sistem olarak, gerekli gerilme ve sehim tahkiklerinde problem görülmemiş ancak moment aktaran kiriş-kolon birleşimleri, temel bağlantı detayları ve çapraz bağlantılarında, yönetmelikteki şartlar sağlanmadığı için, uygun birleşim tasarımı yapılmıştır.

Çalışma kapsamında dikkate alınan büyüklükler, hesap yöntemi ve elde edilen sonuçlar ve bunlara ait değerlendirmeler aşağıda adım adım verilmiştir.

6.1 Yapısal Düzensizlikler

1998 Yönetmeliğinde A4 düzensizliği olarak belirtilen “Taşıyıcı Eleman Asal Eksenlerinin Paralel Olmaması” durumunda eleman asal eksenleri doğrultusundaki iç kuvvetlerin bulunmasında bir yöndeki depremin yanında diğer yöndeki depremin %30 etkisi göz önünde bulundurulmuştur. Yeni yönetmelikte bu düzensizlik durumu verilmemiş, bunun yerine normal yükleme kombinasyonları bu durum dikkate alınarak oluşturulmuştur.

Yumuşak kat kontrolü, 1998 Yönetmeliğinde, Denklem (6.1) de gösterildiği gibi birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için her hangi bir i' inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesinin bir üst kattaki ortalama görelî kat ötelemesine oranı olarak tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} 'nin 1.5 tan fazla olması durumu olarak tanımlanmıştır.[2]

$$\eta_{ki} = (\Delta_i)_{ort} / (\Delta_{i+1})_{ort} > 1.5 \quad (6.1a)$$

2007 Yönetmeliğinde ise Denklem (6.2a) ve (6.2b) de gösterildiği gibi: Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için,

herhangi bir i 'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan *Rijitlik Düzensizliği Katsayısı* η_{ki} 'nin 2.0'den fazla olması durumu olarak tanımlanmıştır [4].

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{\text{ort}} > 2.0 \quad (6.2a)$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{\text{ort}} > 2.0 \quad (6.2b)$$

Her iki yönetmeliğe göre yapılan yumuşak kat kontrolünde sınır değerin altında kalındığı görülmüştür.

6.2 Yapı Süneklik Düzeyi

1998 Yönetmeliğinde, yüksek sünek çelik yapılar ile ilgili tasarımda sınırlayıcı kriterler verilmemiş ve süneklik düzeyi yüksek yapılardan yeterince bahsedilmemiştir. Buna karşın kesitlerde kompaktlık sınırlarının kontrolü için TS-4561 “Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları” da verilen sınır değerlerin kontrolü istenmiştir. Ancak; TS-4561 in yönetmelik kapsamında olmayışı ve standart olmasından ötürü bağlayıcılık taşınamaması 1998 yönetmeliği için bir eksiklik olarak nitelendirilebilir.

2007 Deprem yönetmeliğinde süneklik düzeyi yüksek sistemler ile ilgili TS-4561 de bahsedilen kesitlerde kompaktlık sınır değerleri ve en kesit koşulları yönetmelik kapsamına dahil edilmiştir.

1998 Deprem Yönetmeliğine göre; sünek ve yüksek sünek yapılara ait taşıyıcı sistem davranış katsayıları üzerinde yapıyı rahatlatıcı yönde değişiklik yapılmıştır. Tablo 6.1 de 1998 ve 2007 deprem yönetmeliğindeki R değerleri karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

R katsayılarındaki değişiklik dışında, eski yönetmelikte izin verilmeyen X ve Y yönünde, taşıyıcı sistemi farklı yapılarda, farklı R katsayıları kullanılmasına izin verilmiştir.

Mevcut yapı 1998 yönetmeliğine göre süneklik düzeyi normal çözülmüş olup davranış katsayısı “3” olarak alınmıştır. Yeni yönetmelikte birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde bina önem katsayısı $I=1.4$ ve $I=1.5$ olan binalarda süneklik düzeyi yüksek veya süneklik düzeyi karma sistemler kullanılacaktır şartı getirilmiştir.

Mevcut yapı, bina önem katsayısı $I=1.4$ olduğu için, yeni yönetmelikte süneklik düzeyi yüksek sınıfına göre değerlendirilmiştir. Hesapta, Y yönü; çaprazların merkezi olması durumuna karşı gelen $R=5$, X yönü; rijit çerçeveler olması durumuna karşı gelen $R=8$ değerleri dikkate alınmıştır.

Tablo 6.1 : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı Karşılaştırması

Çelik Binalar İçin Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı "R"				
Bina Taşıyıcı Sistemi	1998 Yönetmeliği		2007 Yönetmeliği	
	Süneklik Düzeyi Normal	Süneklik Düzeyi Yüksek	Süneklik Düzeyi Normal	Süneklik Düzeyi Yüksek
Deprem yüklerinin tamamının çelik çerçeveler ile taşındığı binalar	5	8	5	8
Deprem Yüklerinin tamamının kolonları temelde ankastre üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	4	6	-	4
Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar				
a) Çaprazların merkezi olması durumu	3	-	4	5
b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-	7	-	7
c) Betonarme perde durumu	4	6	4	6
Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar				
a) Çaprazların merkezi olması durumu	4	-	5	6
b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-	8	-	8
c) Betonarme perde durumu	4	7	4	7

6.3 Deprem Yüğü

1998 Yönetmeliğine göre yapı yatay itkisinin eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hesaplanmasında; birinci periyodun yaklaşık hesabında dördüncü bölümde verilen Denklem (4.1) ve Denklem (4.2) birlikte kullanılmıştır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (4.1)$$

$$T_1 \cong T_{1A} = C_t x H_N^{3/4} \quad (4.2)$$

1998 Deprem yönetmeliğine göre binanın birinci doğal periyodunun Denklem (4.1) ile hesaplanması ve $T_{1A} > 1.0$ s olması durumunda; Denklem (4.1) ile bulunan T_1 in hesapta dikkate alınacak en büyük değerinin, T_{1A} nın 1.3 katını aşmaması şartı konulmuştur.

2007 Deprem Yönetmeliğinde yapının birinci periyodunun yaklaşık hesabına ait yukarıda verilen Denklem (4.2) kaldırılarak yapı birinci periyodu denklem (4.1) ile hesaplanacaktır denilmiştir.

Deprem yükü hesap yöntemindeki bu değişiklik yanında; 2007 deprem yönetmeliğine göre moment aktaran birleşimlerde yapılacak kontrollerde, taşıyıcı sistem tipine bağlı deprem yükü arttırma katsayısı tanımlanmıştır. Denklem (5.5a) ve (5.5b) de verilen arttırılmış deprem yüklemelerinde birleşimlerin arttırılmış gerilme sınır değerlerini aşmaması istenmiştir.

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E \quad (5.5a)$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (5.5b)$$

6.4 Göreli Kat Ötelemesi

1998 Yönetmeliğinde yapı göreli kat ötelemelerinin Dördüncü bölümde bahsedilen denklem (4.4a) ve (4.4b) yi sağlaması istenirken 2007 yönetmeliğinde yalnız Denklem (4.4a) yı sağlama koşulu getirilmiştir.

$$(\Delta i)_{\max} / h_i \leq 0.02 / R \quad (4.4a)$$

$$(\Delta i)_{\max} / h_i \leq 0.0035 \quad (4.4b)$$

Mevcut yapıda 1998 ve 2007 yönetmeliklerine göre oluşturulan modellerden elde edilen göreli kat ötelemesi değerleri Tablo 6.2 : de verilmiştir. Süneklik düzeyi normal olarak tasarlanan sistemin, ilk dört katta denklem (4.4b) yi sağlamadığı görülmektedir. Yeni yönetmeliğe göre, hesapta dikkate alınan yapı davranış katsayısı değerleri artmış, yani yapıya etkiyen yatay kuvvet azalmıştır. Bunun sonucu olarak,

Tablo 6.2 de; yeni yönetmelikteki görelî kat ötelemesi değêrlerinin eski yönetmeliğê oranla daha düşük olduğu görölmektedir.

Tablo 6.2 : Görelî Kat Ötelemesi Karşılaştırmaları

Kat No	1998 Yönetmeliğîne Göre Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü					2007 Yönetmeliğîne Göre Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü				
	Deplasman		Kontrol			Deplasman		Kontrol		
	X	Y	Limit	X Yönü	Y Yönü	X	Y	Limit	X Yönü	Y Yönü
	$\Delta_{mak}/h_i \cdot R$	$\Delta_{mak}/h_i \cdot R$				$\Delta_{mak}/h_i \cdot R$	$\Delta_{mak}/h_i \cdot R$			
1	0,0152	0,0039	0,02	S.Yok	S.Yok	0,0111	0,0037	0,02	S.Yok	S.Yok
2	0,0169	0,0055	0,02	S.Yok	S.Yok	0,0127	0,0051	0,02	S.Yok	S.Yok
3	0,0162	0,0063	0,02	S.Yok	S.Yok	0,0123	0,0059	0,02	S.Yok	S.Yok
4	0,0128	0,0066	0,02	S.Yok	S.Yok	0,0098	0,0063	0,02	S.Yok	S.Yok
5	0,0087	0,0063	0,02	S.Yok	S.Yok	0,0072	0,0062	0,02	S.Yok	S.Yok
6	0,0047	0,0081	0,02	S.Yok	S.Yok	0,0040	0,0077	0,02	S.Yok	S.Yok
Kat No	Deplasman		Kontrol							
	X	Y	Limit	X Yönü	Y Yönü					
	(Δ_{mak}/h_i)	(Δ_{mak}/h_i)								
1	0,0051	0,0013	0,0035	Sorunlu	S.Yok					
2	0,0056	0,0018	0,0035	Sorunlu	S.Yok					
3	0,0054	0,0021	0,0035	Sorunlu	S.Yok					
4	0,0043	0,0022	0,0035	Sorunlu	S.Yok					
5	0,0029	0,0021	0,0035	S.Yok	S.Yok					
6	0,0016	0,0027	0,0035	S.Yok	S.Yok					

6.5 Birleşim Kontrolleri

1998 yönetmeliğinde, süneklik düzeyi normal sistemler için çerçevelerin kolon kiriş birleşimlerinde;

- Çerçevelerin kolon kiriş birleşimlerinde, kolonlar sürekli olacaktır [2].
- Kirişin kolon gövdesi başlığına bağlanması durumunda kolon gövdesi kiriş başlığı seviyesinde berkitme levhaları ile berkitilecektir [2].
- Kolon ekleri, kolon-kiriş birleşim yerinden en az kat yüksekliğinin 1/4 ü kadar uzakta olacaktır [2].
- Köşe kaynaklı ya da öngermesiz bulonlu kolon-kiriş birleşimlerinin yük aktarma gücü, birleşime bağlanan elemanın taşıma gücünün 1.2 katından az olmayacaktır. Diğer bütün tür kolon kiriş birleşimlerinde, birleşimin yük aktarma gücü, birleşime bağlanan elemanın kendi yük taşıma gücünden hiçbir zaman az olamaz [2].

Denilmiştir.

Bu şartlar aynı zamanda eski yönetmelikte, süneklik düzeyi yüksek sistemlerin de sağlaması gereken şartlar arasındadır.

2007 Deprem Yönetmeliğinde;

- Kolon kiriş birleşimlerinde; kolonun sürekli olması aynen geçerlidir. Kolon eklerinin yeri için ise kat yüksekliğinin $1/4$ ü yerine net yüksekliğin $1/3$ ünden az olamaz şartı getirilmiştir.
- Eski yönetmelikte olmayan, kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi, temel bağlantı detayları ve moment aktaran kolon kiriş birleşimleri ile ilgili bölümler oluşturulmuştur.
- Moment aktaran kiriş kolon birleşim bölgelerinde, birleşen elemanın kapasitesinin $1.1D_a$ katı, arttırılmış deprem yüklemeleri ve $R=1.5$ değerinden gelen değerlerden minimumu alınarak ekte verilen birleşimlerden birisinin seçilerek plastik hesap yapılması istenmiştir.
- Temel bağlantı detaylarında arttırılmış deprem yüklemeleri ve birleşen elemanın kapasitesinden minimumu dikkate alınarak hesap yapılması istenmiştir.
- Çapraz birleşimlerinde de arttırılmış deprem kuvvetleri ve çaprazın eksenel yük kapasitesinden minimum olanı alınarak hesap yapılması istenmiştir.

Yeni yönetmelikte 4.3.4.1 maddesinde “birleşimin boyutlandırılmasında dikkate alınacak kesme kuvveti” olarak verilen “ V_e ” değeri; yönetmelikte istenen ve bu çalışmanın beşinci bölümünde, 2007 yönetmeliğine göre, moment aktaran kiriş kolon birleşim tasarımında anlatılan kapasite tasarımında, hiçbir hesap adımında kullanılmamaktadır. Bunun yanında yönetmelikte belirtilen “birleşimin boyutlandırılmasında” ibaresi, kapasiteye göre tasarlanan bir birleşim için yanlıştır.

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran kiriş kolon birleşimlerinde istenen birleşimin 0.04 radyan dönme kapasitesine sahip olması gerekliliği ile ilgili herhangi bir nedene literatürde rastlanamamıştır. Popovun 1993 te yayınladığı bir çalışmada; tekrarlı yüklemeler altında 0.02 dönme kapasitesine sahip bir birleşimin yüksek sünek birleşim olarak tanımlanabileceği ifade edilmiştir.

Abolhassan Astaneh tarafından 1992 de yapılan bir çalışmada ise, tekrarlı yüklemeler altında, 0.03 radyan dönme kapasitesine sahip birleşimlerin süreklilik düzeyi yüksek birleşim olarak kabul edilebileceği belirtilmiştir. Sonuç olarak tekrarlı yüklemeler altında 0.03 radyan dönme kapasitesine sahip birleşimlerin yeterli olacağı kabul edilmiştir[7]. Birleşimde istenen dönme kapasitesi kavramı doğru olmakla birlikte, istenen değerin neden 0.04 olduğunun yönetmeliğin içinde veya yönetmeliği açıklayıcı ek dökümanlar olarak belirtilmesi gerekmektedir. Açıklayıcı nitelikteki ek notlar yada ek dökümanlar, yönetmeliğin anlaşılması ve kullanımı açısından kolaylık sağlayacaktır.

Yönetmelikte istenen alın levhali takviyeli bulonlu birleşimin kapasiteye göre hesabında literatürde verilen hesap yönteminde: En az kiriş başlık kalınlığı kadar et kalınlığı olan süreklilik levhaları, hem kiriş üst başlığı hem de kiriş alt başlığı hizasında kolon gövdesine her iki taraftan kaynaklanmalıdır. Bu levhalar aynı zamanda kolon başlıklarına da başlık iç bölgesinden kaynaklanmalıdır [1] denilmiştir. Buna karşın; yönetmelikte verilen ve beşinci bölüm kiriş kolon birleşim tasarımında anlatılan Denklem (5.23a) ve (5.23b) deki şartları sağlaması durumunda süreklilik levhasına gerek olmayabilir denilmiştir. Bu iki ifade bir biri ile çelişmektedir. Bunun yanında yönetmelikte hesap sonucu “gerek olmayabilir” ifadesi yanlıştır.

$$t_{cf} \geq 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf}} \quad (5.23a)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (5.23b)$$

Arttırılmış deprem kuvvetleri yanında birleşimlerde istenen kapasite tasarımı, plastik mafsalların birleşim bölgelerinde oluşmasını sağlamak ve yapı enerji sönümlemesini arttırmak için istenmektedir. Ancak; baştan itibaren elastik teoriye göre hesaplanmış olan yapıda aynı anda plastik hesap yapılması hesap yöntemi açısından çelişmektedir.

Birleşimlerin kapasiteden gelen tesirlere göre tasarlanması sonucu kullanılan levha kalınlık ve boyları, bulon çapları ve diğer kuvvet aktaran elemanların boyutları çok yüksek çıkmaktadır. Örnek olarak 1998 yönetmeliğine göre 10 cm yüksekliğinde guse levhası ile tasarlanmış kolon ayakları aynı kaynak kalınlığı ile 2007

yönetmeliğinde 85 cm yüksekliğinde çıkmaktadır. Yapıyı süneklik düzeyini arttırarak daha ekonomik ve efektif tasarlamak isterken birleşimlerde belki de hiçbir zaman oluşmayacak kuvvetlere göre boyutlamak doğru değildir.

KAYNAKÇA

- [1] **Deren H., Erdoğan U., Piroğlu F.**, 2005. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul
- [2] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1998.
İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı
- [3] **TS-498**, 1984. Betonarme elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [4] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007.
İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı
- [5] **TS-648**, 1980. Çelik yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [6] **Odabaşı Y.**, 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul
- [7] **Astaneh A.**, Seismic Design of Bolted Moment Resisting Frames, Berkeley, California 94507
- [8] **ETABS Nonlinear V 9.1.4, Extended 3D Analysis of Building Systems**, Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley, California 94707

EKLER

Tablo A.1 : Kolonlarda başlık kalınlığı başlık genişliği oranı

Enkesit	Başlık Genişliği	Başlık Kalınlığı	b/2t	Sınır Değer	Oran
HE300M	31	3,90	3,97	8,29	0,48
HE280M	28,8	3,30	4,36	8,29	0,53
HE260M	26,8	3,25	4,12	8,29	0,50

Tablo A.2 : 1, 2, 3 ve 4 Aksları HE300M Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (tw) Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet		(MaksNd) / σ_{axA}	Sınır Değer	h/tw	Kontrol
		X Yönü	Y Yönü				
		ton	ton				
1 Aksı	C1	-89,3	-151,8	0,18	70	16	SYOK
	C6	-132,5	-191,3	0,23	69	16	SYOK
	C12	-147,0	-141,8	0,18	71	16	SYOK
	C17	-105,0	-100,1	0,13	73	16	SYOK
	C21	-86,9	-151,0	0,18	71	16	SYOK
	C25	-95,0	-152,4	0,18	70	16	SYOK
2 Aksı	C2	-119,4	-149,4	0,18	71	16	SYOK
	C13	-196,5	-195,9	0,24	69	16	SYOK
	C18	-184,2	-183,6	0,22	69	16	SYOK
	C26	-124,2	-155,4	0,19	70	16	SYOK
3 Aksı	C3	-118,8	-148,2	0,18	71	16	SYOK
	C14	-196,7	-196,1	0,24	69	16	SYOK
	C19	-184,2	-183,6	0,22	69	16	SYOK
	C27	-124,5	-154,9	0,19	70	16	SYOK
4 Aksı	C4	-91,6	-151,2	0,18	71	16	SYOK
	C9	-144,6	-200,3	0,24	68	16	SYOK
	C15	-164,7	-159,4	0,20	70	16	SYOK
	C20	-105,0	-53,5	0,13	73	16	SYOK
	C24	-83,8	-144,8	0,17	71	16	SYOK
	C28	-95,7	-150,2	0,18	71	16	SYOK

Tablo A.3 : 1, 2, 3 ve 4 Aksları HE300M Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (tw) Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet		(MaksNd)/ σ_{axA}	Sınır Değer	h/tw	Kontrol
		X Yönü	Y Yönü				
		ton	ton				
1 Aksı	C1	-50,3	-78,3	0,12	73	17	SYOK
	C6	-75,4	-101,8	0,15	72	17	SYOK
	C12	-91,9	-89,4	0,14	72	17	SYOK
	C17	-62,1	-59,8	0,09	74	17	SYOK
	C21	-45,5	-74,4	0,11	73	17	SYOK
	C25	-52,3	-78,1	0,12	73	17	SYOK
2 Aksı	C2	-69,9	-83,7	0,13	73	17	SYOK
	C13	-132,0	-131,7	0,20	70	17	SYOK
	C18	-119,8	-119,5	0,18	71	17	SYOK
	C26	-69,2	-83,3	0,13	73	17	SYOK
3 Aksı	C3	-69,6	-83,2	0,13	73	17	SYOK
	C14	-132,2	-131,9	0,20	70	17	SYOK
	C19	-119,8	-119,5	0,18	71	17	SYOK
	C27	-69,4	-83,3	0,13	73	17	SYOK
4 Aksı	C4	-52,4	-79,5	0,12	73	17	SYOK
	C9	-83,1	-108,4	0,16	71	17	SYOK
	C15	-103,1	-100,6	0,16	71	17	SYOK
	C20	-62,2	-59,8	0,09	74	17	SYOK
	C24	-43,8	-71,7	0,11	73	17	SYOK
	C28	-53,3	-78,1	0,12	73	17	SYOK

Tablo A.4 : 2 ve 3 Aksları HE260M Kolonları Gövde genişliği (h) /Kalınlığı (tw) Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet		(MaksNd)/ σ_{axA}	Sınır Değer	h/tw	Kontrol
		X Yönü	Y Yönü				
		ton	ton				
2 Aksı	C7	-125,9	-164,7	0,27	67	16	SYOK
	C22	-112,6	-150,5	0,25	68	16	SYOK
3 Aksı	C8	-126,1	-164,1	0,27	67	16	SYOK
	C23	-119,9	-149,0	0,25	68	16	SYOK

Tablo B.1 : HE260M Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet (ton)		N/A		Arttırılmış Deprem Yükleri Altında σ_{bem}		Kontrol	
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü
		ton	ton	ton/cm ²	ton/cm ²	ton/cm ²	ton/cm ²		
2 Aksı	C7	-110,53	-239,58	0,50	1,09	2,05	2,22	SYOK	SYOK
	C22	-99,27	-225,05	0,45	1,02	2,05	2,22	SYOK	SYOK
3 Aksı	C8	-111,26	-237,65	0,51	1,08	2,05	2,22	SYOK	SYOK
	C23	-98,98	-222,16	0,45	1,01	2,05	2,22	SYOK	SYOK

Tablo B.2 : HE300M Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet		N/A		Art. Deprem Yükleri Altında σ_{bem}		Kontrol	
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü
		ton	ton	ton/cm ²	ton/cm ²	ton/cm ²	ton/cm ²		
1 Aksı	C1	-67,8	-252,1	0,22	0,83	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C6	-121,6	-289,6	0,40	0,96	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C12	-159,2	-139,6	0,53	0,46	2,58	2,73	SYOK	SYOK
	C17	-116,6	-98,3	0,38	0,32	2,58	2,73	SYOK	SYOK
	C21	-64,6	-251,6	0,21	0,83	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C25	-84,3	-250,5	0,28	0,83	2,66	2,75	SYOK	SYOK
2 Aksı	C2	-109,6	-208,7	0,36	0,69	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C13	-197,9	-195,6	0,65	0,65	2,58	2,73	SYOK	SYOK
	C18	-185,7	-183,4	0,61	0,61	2,58	2,73	SYOK	SYOK
	C26	-112,0	-215,2	0,37	0,71	2,66	2,75	SYOK	SYOK
3 Aksı	C3	-109,4	-206,3	0,36	0,68	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C14	-198,1	-195,9	0,65	0,65	2,58	2,73	SYOK	SYOK
	C19	-185,7	-183,4	0,61	0,61	2,80	2,80	SYOK	SYOK
	C27	-112,6	-213,6	0,37	0,70	2,66	2,75	SYOK	SYOK
4 Aksı	C4	-71,4	-245,9	0,24	0,81	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C9	-135,2	-292,5	0,45	0,97	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C15	-176,8	-157,3	0,58	0,52	2,58	2,73	SYOK	SYOK
	C20	-116,6	-98,3	0,38	0,32	2,58	2,73	SYOK	SYOK
	C24	-63,0	-239,5	0,21	0,79	2,66	2,75	SYOK	SYOK
	C28	-86,4	-242,7	0,29	0,80	2,66	2,75	SYOK	SYOK

Tablo B.3 : HE280M Kesitli Kolonlar Arttırılmış Deprem Yükleri Altında Basınç Gerilme Kontrolü

Aks No	Kolon No	Normal Kuvvet		N/A		Art. Deprem Yükleri Altında σ_{bem}		Kontrol	
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü
		ton	ton	ton/cm2	ton/cm2	ton/cm2	ton/cm2		
1 Aksı	C1	-41,2	-124,0	0,17	0,52	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C6	-71,3	-146,9	0,30	0,61	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C12	-97,9	-88,5	0,41	0,37	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C17	-67,7	-58,9	0,28	0,25	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C21	-36,0	-120,4	0,15	0,50	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C25	-47,8	-123,0	0,20	0,51	2,54	2,71	SYOK	SYOK
2 Aksı	C2	-65,1	-110,8	0,27	0,46	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C13	-132,7	-131,6	0,55	0,55	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C18	-120,5	-119,3	0,50	0,50	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C26	-63,7	-110,6	0,27	0,46	2,54	2,71	SYOK	SYOK
3 Aksı	C3	-65,0	-110,0	0,27	0,46	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C14	-132,9	-131,8	0,55	0,55	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C19	-120,5	-119,3	0,50	0,50	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C27	-64,0	-110,3	0,27	0,46	2,54	2,71	SYOK	SYOK
4 Aksı	C4	-43,1	-123,7	0,18	0,52	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C9	-79,5	-151,5	0,33	0,63	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C15	-109,1	-58,9	0,45	0,25	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C20	-67,8	-98,3	0,28	0,41	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C24	-34,6	-115,9	0,14	0,48	2,54	2,71	SYOK	SYOK
	C28	-49,3	-121,3	0,21	0,51	2,54	2,71	SYOK	SYOK

Tablo C.1 : Üçüncü Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Kat No	Düğüm No	Kolon				Kiriş				Kontrol	
		Kapasite				Kapasite					
		Alt		Üst		X Yönü		Y Yönü			
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	Sol	Sağ	Sol	Sağ	X Yönü	Y Yönü
3. Normal Kat	1	10546	3484	10680	3575	0	4681	0	1728	4,5	4,1
	2	10283	3459	10480	3554	4681	4681	0	2802	2,2	2,5
	3	10287	3461	10482	3555	2802	4681	0	2802	2,8	2,5
	4	10518	3478	10654	3566	4681	0	0	2802	4,5	2,5
	14	2614	1189	2695	1242	0	2802	0	607	1,9	4,0
	17	10209	3375	10335	3461	2802	4681	1728	1728	2,7	2,0
	18	5955	2692	6217	2861	2802	4681	2802	1728	1,6	1,2
	19	5952	2692	6214	2860	2802	4681	2802	1728	1,6	1,2
	20	10105	3345	10237	3429	4681	1728	1728	1728	3,2	2,0
	23	2496	1132	2611	1201	1728	0	0	607	3,0	3,8
	38	2588	1177	2678	1234	0	2802	607	0	1,9	4,0
	41	9986	3433	10109	3471	2802	6034	1728	1728	2,3	2,0
	47	9446	3237	9628	3299	6034	6034	1728	2802	1,6	1,4
	51	9443	3236	9626	3298	6034	6034	1728	2802	1,6	1,4
	57	9835	3381	9973	3425	6034	2802	1728	1728	2,2	2,0
	60	2457	1114	2584	1188	2802	0	607	0	1,8	3,8
	61	10386	3569	10511	3608	0	6034	1728	1728	3,5	2,1
	65	9611	3294	9835	3370	6034	2802	2802	1728	2,2	1,5
	69	9611	3294	9835	3370	6034	6034	2802	1728	1,6	1,5
	73	10386	3569	10511	3608	6034	0	1728	1728	3,5	2,1
	78	10611	3502	10729	3588	0	4681	1728	1728	4,6	2,1
	79	6168	2794	6411	2953	4681	4681	1728	2802	1,3	1,3
	82	6173	2799	6414	2956	4681	4681	1728	2802	1,3	1,3
83	10634	3514	10745	3594	4681	0	1728	1728	4,6	2,1	
106	10520	3485	10663	3575	0	4681	1728	0	4,5	4,1	
107	10292	3461	10490	3556	4681	4681	2802	0	2,2	2,5	
110	10289	3461	10487	3555	4681	4681	2802	0	2,2	2,5	
111	10506	3485	10649	3572	4681	4681	1728	0	2,3	4,1	

Tablo C.2 : Dördüncü Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Kat No	Düğüm No	Kolon				Kiriş				Kontrol	
		Kapasite				Kapasite					
		Alt		Üst		X Yönü		Y Yönü			
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	Sol	Sağ	Sol	Sağ	X Yönü	Y Yönü
4. Normal Kat	1	10800	3633	10991	3741	0	4681	0	1728	4,7	4,3
	2	10642	3617	10911	3738	4681	4681	0	2802	2,3	2,6
	3	10643	3617	10911	3738	2802	4681	0	2802	2,9	2,6
	4	10779	3626	10982	3737	4681	0	0	2802	4,6	2,6
	14	2698	1243	2763	1276	0	2802	0	607	1,9	4,2
	17	10527	3543	10682	3637	2802	4681	1728	1728	2,8	2,1
	18	6224	2864	6490	3031	2802	4681	2802	1728	1,7	1,3
	19	6221	2863	6488	3030	2802	4681	2802	1728	1,7	1,3
	20	10449	3518	10615	3615	4681	1728	1728	1728	3,3	2,1
	23	2614	1202	2714	1251	1728	0	0	607	3,1	4,0
	38	2680	1235	2758	1273	0	2802	607	0	1,9	4,1
	41	10347	3551	10560	3621	2802	6034	1728	1728	2,4	2,1
	47	9966	3415	10283	3523	6034	6034	1728	2802	1,7	1,5
	51	9964	3414	10281	3522	6034	6034	1728	2802	1,7	1,5
	57	10239	3514	10478	3593	6034	2802	1728	1728	2,3	2,1
	60	2587	1189	2705	1247	2802	0	607	0	1,9	4,0
	61	10665	3659	10860	3723	0	6034	1728	1728	3,6	2,1
	65	10130	3471	10486	3593	6034	2802	2802	1728	2,3	1,6
	69	10130	3471	10486	3593	6034	6034	2802	1728	1,7	1,6
	73	10665	3659	10860	3723	6034	0	1728	1728	3,6	2,1
	78	10838	3644	10973	3733	0	4681	1728	1728	4,7	2,1
	79	6418	2956	6661	3112	4681	4681	1728	2802	1,4	1,3
	82	6421	2959	6663	3113	4681	4681	1728	2802	1,4	1,3
	83	10852	3649	10978	3735	4681	0	1728	1728	4,7	2,1
	106	10786	3634	10981	3740	0	4681	1728	0	4,7	4,3
	107	10649	3618	10920	3741	4681	4681	2802	0	2,3	2,6
	110	10647	3618	10920	3741	4681	4681	2802	0	2,3	2,6
	111	10762	3631	10976	3738	4681	4681	1728	0	2,3	4,3

Tablo C.3 : Beşinci Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Kat No	Düğüm No	Kolon				Kiriş				Kontrol	
		Kapasite				Kapasite					
		Alt		Üst		X Yönü		Y Yönü			
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	Sol	Sağ	Sol	Sağ	X Yönü	Y Yönü
5. Normal Kat	1	11051	3765	11215	3842	0	4681	0	1728	4,8	4,4
	2	10983	3762	11215	3842	4681	4681	0	2802	2,4	2,7
	3	10983	3762	11215	3842	2802	4681	0	2802	3,0	2,7
	4	11039	3762	11215	3842	4681	0	0	2802	4,8	2,7
	14	2766	1277	2842	1328	0	2802	0	607	2,0	4,3
	17	10802	3683	11028	3779	2802	4681	1728	1728	2,9	2,2
	18	6497	3034	6792	3208	2802	4681	2802	1728	1,8	1,4
	19	6495	3033	6791	3207	2802	4681	2802	1728	1,8	1,4
	20	10749	3665	11002	3770	4681	1728	1728	1728	3,4	2,2
	23	2717	1253	2827	1321	1728	0	0	607	3,2	4,2
	38	2761	1275	2843	1328	0	2802	607	0	2,0	4,3
	41	10704	3669	11035	3781	2802	6034	1728	1728	2,5	2,2
	47	10484	3592	10999	3768	6034	6034	1728	2802	1,8	1,6
	51	10483	3591	10999	3768	6034	6034	1728	2802	1,8	1,6
	57	10639	3647	11008	3771	6034	2802	1728	1728	2,4	2,1
	60	2708	1248	2827	1321	2802	0	607	0	2,0	4,2
	61	10942	3750	11215	3842	0	6034	1728	1728	3,7	2,2
	65	10645	3647	11215	3842	6034	2802	2802	1728	2,5	1,7
	69	10646	3647	11215	3842	6034	6034	2802	1728	1,8	1,7
	73	10942	3750	11215	3842	6034	0	1728	1728	3,7	2,2
	78	11032	3759	11215	3842	0	4681	1728	1728	4,8	2,2
	79	6668	3115	6941	3278	4681	4681	1728	2802	1,5	1,4
	82	6670	3117	6941	3278	4681	4681	1728	2802	1,5	1,4
	83	11036	3760	11215	3842	4681	0	1728	1728	4,8	2,2
106	11038	3764	11215	3842	0	4681	1728	0	4,8	4,4	
107	10990	3765	11215	3842	4681	4681	2802	0	2,4	2,7	
110	10990	3765	11215	3842	4681	4681	2802	0	2,4	2,7	
111	11034	3762	11215	3842	4681	4681	1728	0	2,4	4,4	

Tablo C.4 : Altıncı Normal Kat Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

Kat No	Düğüm No	Kolon				Kiriş				Kontrol	
		Kapasite				Kapasite					
		Alt		Üst		X Yönü		Y Yönü			
		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	Sol	Sağ	Sol	Sağ	X Yönü	Y Yönü
6. Normal Kat	14	2844	1329	2896	1371	0	2802	0	607	2,0	4,4
	17	11073	3794	11215	3842	2802	4681	0	1728	3,0	4,4
	18	6796	3210	6941	3278	4681	4681	0	1728	1,5	3,8
	19	6796	3210	6941	3278	4681	4681	0	1728	1,5	3,8
	20	11052	3787	11215	3842	4681	1728	0	1728	3,5	4,4
	23	2829	1322	2896	1371	1728	0	0	1728	3,3	1,6
	38	2845	1329	2896	1371	0	2802	607	0	2,0	4,5
	41	11078	3796	11215	3842	2802	1728	1728	0	4,9	4,4
	47	11050	3786	11215	3842	1728	1728	1728	0	6,4	4,4
	51	11050	3786	11215	3842	1728	1728	1728	0	6,4	4,4
	57	11057	3788	11215	3842	1728	2802	1728	0	4,9	4,4
	60	2829	1322	2896	1371	2802	0	1728	0	2,0	1,6

Tablo D.1 : Birinci Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü

Kat No	Aks No	Çapraz No	Burkulma Boyu Katsayısı	Çapraz Boyu	Burkulma Boyu	Narinlik	Sınır Değer	Kontrol
			Sky	H (cm)	(cm)	λ		
1. Kat	1' Aksı	D26	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D27	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D28	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D29	1,0	255	255	41	111	SYOK
	1 Aksı	D1	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D2	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D12	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D13	1,0	255	255	34	111	SYOK
	2 Aksı	D3	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D14	1,0	510	510	68	111	SYOK
	3 Aksı	D4	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D15	1,0	510	510	68	111	SYOK
	4 Aksı	D5	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D6	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D16	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D17	1,0	255	255	34	111	SYOK
	4' Aksı	D20	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D21	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D24	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D25	1,0	255	255	41	111	SYOK

Tablo D.2 : İkinci Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü

Kat No	Aks No	Çapraz No	Burkulma Boyu Katsayısı	Çapraz Boyu	Burkulma Boyu	Narinlik	Sınır Değer	Kontrol
			Sky	H (cm)	(cm)	λ		
2. Kat	1' Aksı	D26	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D27	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D28	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D29	1,0	255	255	41	111	SYOK
	1 Aksı	D1	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D2	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D12	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D13	1,0	255	255	34	111	SYOK
	2 Aksı	D3	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D14	1,0	510	510	68	111	SYOK
	3 Aksı	D4	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D15	1,0	510	510	68	111	SYOK
	4 Aksı	D5	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D6	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D16	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D17	1,0	255	255	34	111	SYOK
	4' Aksı	D20	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D21	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D24	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D25	1,0	255	255	41	111	SYOK

Tablo D.3 : Üçüncü Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü

Kat No	Aks No	Çapraz No	Burkulma Boyu Katsayısı	Çapraz Boyu	Burkulma Boyu	Narinlik	Sınır Değer	Kontrol
			Sky	H (cm)	(cm)	λ		
3. Kat	1' Aksı	D26	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D27	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D28	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D29	1,0	255	255	41	111	SYOK
	1 Aksı	D1	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D2	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D12	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D13	1,0	255	255	34	111	SYOK
	2 Aksı	D3	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D14	1,0	510	510	68	111	SYOK
	3 Aksı	D4	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D15	1,0	510	510	68	111	SYOK
	4 Aksı	D5	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D6	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D16	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D17	1,0	255	255	34	111	SYOK
	4' Aksı	D20	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D21	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D24	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D25	1,0	255	255	41	111	SYOK

Tablo D.4 : Dördüncü Kat Çaprazları Narinlik Kontrolü

Kat No	Aks No	Çapraz No	Burkulma Boyu Katsayısı	Çapraz Boyu	Burkulma Boyu	Narinlik	Sınır Değer	Kontrol
			Sky	H (cm)	(cm)	λ		
4. Kat	1' Aksı	D26	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D27	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D28	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D29	1,0	255	255	41	111	SYOK
	1 Aksı	D1	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D2	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D12	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D13	1,0	255	255	34	111	SYOK
	2 Aksı	D3	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D14	1,0	510	510	68	111	SYOK
	3 Aksı	D4	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D15	1,0	510	510	68	111	SYOK
	4 Aksı	D5	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D6	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D16	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D17	1,0	255	255	34	111	SYOK
	4' Aksı	D20	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D21	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D24	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D25	1,0	255	255	41	111	SYOK

Tablo D.5 : Beşinci Kat Çapraz Narinlik Kontrolü

Kat No	Aks No	Çapraz No	Burkulma Boyu Katsayısı	Çapraz Boyu	Burkulma Boyu	Narinlik	Sınır Değer	Kontrol
			Sky	H (cm)	(cm)	λ		
5. Kat	1' Aksı	D26	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D27	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D28	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D29	1,0	255	255	41	111	SYOK
	1 Aksı	D1	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D2	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D12	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D13	1,0	255	255	34	111	SYOK
	2 Aksı	D3	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D14	1,0	510	510	68	111	SYOK
	3 Aksı	D4	1,0	510	510	68	111	SYOK
		D15	1,0	510	510	68	111	SYOK
	4 Aksı	D5	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D6	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D16	1,0	255	255	34	111	SYOK
		D17	1,0	255	255	34	111	SYOK
	4' Aksı	D20	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D21	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D24	1,0	255	255	41	111	SYOK
		D25	1,0	255	255	41	111	SYOK

Tablo D.6 : Altıncı Kat Çapraz Narinlik Kontrolü

Kat No	Aks No	Çapraz No	Burkulma Boyu Katsayısı	Çapraz Boyu	Burkulma Boyu	Narinlik	Sınır Değer	Kontrol
			Sky	H (cm)	(cm)	λ		
6. Kat	1' Aksı	D26	1,0	215	215	35	111	SYOK
		D27	1,0	215	215	35	111	SYOK
		D28	1,0	215	215	35	111	SYOK
		D29	1,0	215	215	35	111	SYOK
	4' Aksı	D30	1,0	215	215	35	111	SYOK
		D31	1,0	215	215	35	111	SYOK
		D32	1,0	215	215	35	111	SYOK
		D33	1,0	215	215	35	111	SYOK

ÖZGEÇMİŞ

Mehmet Kamil PARLAKYİĞİT 2 Ağustos 1984 tarihinde Ankara’da doğdu. 2002 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde Lisans eğitimi almaya hak kazandı. 2006 Yılında: Çelik yapılar, Zemin Mekaniği ve Yapı İşletmesi konularını kapsayan “disiplinler arası” bitirme tezi ile Lisans eğitimini tamamlayarak İnşaat Mühendisi ünvanını almaya hak kazandı. Aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği bünyesindeki Yapı Mühendisliği lisansüstü programına kabul aldı.

Halen, İnşaat Mühendisi olarak, mühendislik, müşavirlik, proje yönetimi ve araştırma konularında çalışmalarına devam etmektedir.