İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR ÇELİK ENDÜSTRİ YAPISININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE GÜÇLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Sertaç KOÇDAĞ

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR ÇELİK ENDÜSTRİ YAPISININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE GÜÇLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Sertaç KOÇDAĞ
(501061118)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 05 Mayıs 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 09 Haziran 2008

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI (İTÜ))
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Cavidan YORGUN (İTÜ)
Y.Doç. Dr. Z. Canan GİRGİN (YTÜ)

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmam süresince akademik bilgi ve mesleki tecrübelerinden yararlandığım sayın hocam Prof.Dr.Nesrin YARDIMCI başta olmak üzere lisans hayatım boyunca mühendislik eğitimime katkıda bulunan değerli İTÜ İnşaat Fakültesi hocalarıma, eğitim hayatım süresince hiçbir konuda benden desteğini esirgemeyen aileme ve mesleki bilgilerini benimle paylaşan çalışma arkadaşlarıma teşekkürü bir borç bilirim.

Haziran 2008 Sertaç KOÇDAĞ

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR v

TABLO LİSTESİ viii

ŞEKİL LİSTESİ iix

ÖZET x

SUMMARY xi

1. GİRİŞ 1

1.1 Konu 2

1.2 Konu ile İlgili Yapılan Çalışmalar 4

2. MEVCUT YAPI BİLGİLERİ 5

2.1 Yapı Hakkında Detaylı Bilgiler 5

2.2 Yapıda Kullanılan Malzeme Bilgileri 11

3. YAPININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE ANALİZİ 13

3.1 Yük Analizi 13

3.1.1 Zati Yükler 13

3.1.2 Hareketli Yükler 14

3.1.3 Rüzgar Yükü 14

3.1.4 Deprem Yükü 15

3.1.4.1 Mod Birleştirme Yöntemi ile Deprem Yükü Hesabı 16

3.2 Etkin Göreli Kat Ötelemeleri 22

3.3 Eleman Asal Eksen Doğrultusundaki İç Kuvvetler 23

3.4 Yapının Boyutlandırılmasında Esas Alınan Yükleme Kombinasyonları 24

4. YAPININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE DÜZENSİZLİK KONTROLÜ 26

4.1 Planda Düzensizlik Durumları 26

4.1.1 (A1) Burulma Düzensizliği 26

4.1.2 (A2) Döşeme Süreksizlikleri 27

4.1.3 (A3) Planda Çıkıntılar Bulunması 28

4.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları 29

4.2.1 (B1) Komşu Katlar Arası Dayanım Zayıflığı 29

4.2.2 (B2) Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat) 29

4.2.3 (B3) Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği 31

4.3 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü 31

4.4 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü 33

5. TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ ve BİRLEŞİMLERİN 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE KONTROLÜ 35

5.1 Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler 35

5.1.1 Enkesit Koşulları 35

5.2 Özel Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar 38

5.3 Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi 38
5.4 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Tahkiki 38
5.4.1 Kolonlarda Gerilme Tahkiki 38
5.4.2 Çerçeve Kirişlerinde Gerilme ve Sehim Tahkiki 46
5.4.2.1 Gövde Levhası 46
5.4.2.2 Başlık Levhası 47
5.4.2.3 Çerçeve Kiriş Tahkikleri 48
5.4.3 Tali Kirişlerde Gerilme ve Sehim Tahkiki 51
5.4.3.1 Gövde Levhası 51
5.4.3.2 Başlık Levhası 52
5.4.3.3 Tali Kiriş Tahkikleri 53
5.5 Çapraz Elemanların Tahkiki 61
5.6 Birleşimlerin 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Kontrolü 62
5.6.1 Ankastre Kolon Ayağı Tahkiki 62
5.6.2 Çerçeve Kirişi-Kolon-Çapraz Birleşimlerinin Tahkiki 70
5.6.3 Tali Kiriş Birleşimlerinin Tahkiki 81
5.6.4 Çapraz Birleşimlerinin Tahkiki 104
5.7 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Kontrolü 108
5.7.1 Kirişlerın Tahkiki 108
5.7.2 Kolonların Tahkiki 111
5.7.3 Betonarme Perdelerin Tahkiki 114
5.7.4 Temel Tahkiki 118

6. YETERSİZ KESİT ve BİRLEŞİMLERİN 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE GÜÇLENDİRİLMESİ 121
6.1 Yetersiz Kesitlerin Güçlendirilmesi 121
6.1.1 Kirişlerin Güçlendirilmesi 121
6.1.2 Çaprazların Güçlendirilmesi 122
6.2 Yetersiz Birleşimlerin Güçlendirilmesi 125
6.2.1 Çapraz Elemanının Birleşimi 125

7. SONUÇ VE ÖNERİLER 127

KAYNAKÇA 135

EKLER 137

ÖZGEÇMİŞ 148

KISALTMALAR

$\mathbf{A_c}$:Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
$\mathbf{A_{ck}}$:Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içindeki çekirdek beton alanı
$\mathbf{A_s}$:Donatı alanı
$\mathbf{A_{sh}}$:s enine donatı aralığına karşı gelen yükseklik boyunca, kolonda veya perde uç bölgesindeki tüm etriye kollarının ve çirozların enkesit alanı değerlerinin göz önüne alınan bk'ya dik doğrultudaki izdüşümlerinin toplamı
$\mathbf{A_{sw}}$:Enine donatı alanı
$\mathbf{A_{(T)}}$:Spektral İvme Katsayısı
$\mathbf{A_o}$:Etkin Yer İvmesi Katsayısı
$\mathbf{A}$:Enkesit alanı
$\mathbf{A_k}$:Kesme alanı
$\mathbf{A_n}$:Faydalı enkesit alanı
$\mathbf{b}$:Genişlik
$\mathbf{b_{cf}}$:Kolon kesitinin başlık genişliği
$\mathbf{b_{bf}}$:Kiriş kesitinin başlık genişliği
$\mathbf{b_{x,y}}$:Zımbalama çevresinin x ve y doğrultusundaki boyutları
$\mathbf{b_w}$:Kiriş gövde yüksekliği, perde gövde kalınlığı
$\mathbf{B_a}$:Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda tasarıma esas iç kuvvet büyüklüğü
$\mathbf{B_{ax}}$:Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda, x doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
$\mathbf{B_{ay}}$:Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
$\mathbf{B_b}$:Taşıyıcı sistem elemanının b asal ekseni doğrultusunda tasarıma esas iç kuvvet büyüklüğü
$\mathbf{B_{bx}}$:Taşıyıcı sistem elemanının b asal ekseni doğrultusunda, x doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
$\mathbf{B_{by}}$:Taşıyıcı sistem elemanının b asal ekseni doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
$\mathbf{D_a}$:Akma gerilmesi arttırma katsayısı
$\mathbf{d}$:Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
$\mathbf{d_b}$:Kiriş enkesit yüksekliği
$\mathbf{d_c}$:Kolon enkesit yüksekliği
$\mathbf{e_{x,y}}$:x ve y doğrultusundaki dışmerkezlikler
$\mathbf{E}$:Deprem yükü simgesi
$\mathbf{E_s}$:Yapı çeliği elastisite modülü
$\mathbf{f_{cd}}$: Beton tasarım basınç dayanımı
$\mathbf{f_{ck}}$: Beton karakteristik basınç dayanımı
$\mathbf{f_{ctd}}$: Beton karakteristik çekme dayanımı

g :Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
G :Sabit yük simgesi
G : Kayma Modülü
$\mathbf{H_{cr}}$:Kritik perde yüksekliği
$\mathbf{H_{ort}}$:Düğüm noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin ortalaması
h :Gövde levhası yüksekliği
$\mathbf{H_i}$: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)
$\mathbf{H_w}$:Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği
I :Bina Önem Katsayısı
$\mathbf{i_{x,y}}$:x ve y eksenlerine göre atalet yarıçapı
$\mathbf{K_v}$:Zemin yatak katsayısı
$\mathbf{\ell_b}$:Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
$\mathbf{\ell_n}$:Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsal noktaları arasındaki uzaklık
$\mathbf{\ell_w}$:Perdenin plandaki uzunluğu
$\mathbf{M_a}$:Açıklıktaki eğilme momenti
$\mathbf{M_d}$:Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
$\mathbf{M_m}$:Mesnetteki eğilme momenti
$\mathbf{M_p}$:Eğilme momenti kapasitesi
$\mathbf{M_{pa}}$:Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
$\mathbf{M_{pi}}$:Kirişin sol ucu i'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
$\mathbf{M_{pj}}$:Kirişin sağ ucu j'de hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi
$\mathbf{M_{pn}}$:İndirgenmiş moment kapasitesi
$\mathbf{M_{pü}}$:Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
$\mathbf{M_{vi}}$:Kirişin sol ucu i' deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
$\mathbf{M_{xn}}$:Göz önüne alınan x deprem doğrultusunda binanın n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
$\mathbf{M_{yn}}$:Göz önüne alınan y deprem doğrultusunda binanın n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
$\mathbf{M_{vj}}$:Kirişin sağ ucu j' deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
n :Hareketli Yük Katılım Katsayısı
$\mathbf{N_{bp}}$:Eksenel basınç kapasitesi
$\mathbf{N_{çp}}$:Eksenel çekme kapasitesi
$\mathbf{N_d}$:Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
$\mathbf{q_i}$:Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
Q :Hareketli yük simgesi
R :Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$\mathbf{r_y}$:Kiriş başlığının ve gövdenin basınç gerilmeleri etkisindeki bölümünün 1/3'ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı
$\mathbf{R_{a(T)}}$:Deprem Yükü Azaltma Katsayısı
$\mathbf{S_{(T)}}$:Spektrum Katsayısı

s :Enine donatı aralığı
S_x :x eksenine göre statik moment
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]
U_p :Zımbalama çevresi
V_i :Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti
V_t :Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde göz önüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (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
Δ_i :Binanın i'inci katındaki azaltılmış göreli kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$:Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış göreli kat ötelemesi
δ_i :Binanın i'inci katındaki etkin göreli kat ötelemesi
$(\delta_i)_{max}$:Binanın i'inci katındaki maksimum etkin göreli 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
V_{pr} :Zımbalama dayanımı
V_r :Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
V_w :Kesme dayanımına kesme donatısı katkısı
W_p :Plastik mukavemet momenti
α_i :Herhangi bir i'inci katta hesaplanan V_{is} / V_{ik} oranı
α_t :Lineer sıcaklık geçirgenlik katsayısı
σ_a :Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{bem} :Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS 648'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi
σ_{em} :Emniyet gerilmesi
ν :Poisson oranı
$Ø$:Donatı çapı
$\lambda_{x,y}$:x ve y eksenlerine göre narinlik
ρ_{sh} :Perdede yatay gövde donatılarının hacimsel oranı

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1: Statik Yükleme Durumları 10
Tablo 3.1 : Makine ve Ekipman Yükleri 13
Tablo 3.2 : Yüksekliğe Bağlı olarak Rüzgar Hızı ve Emme 14
Tablo 3.3 : X ve Y Yönü Rüzgar Yükü 15
Tablo 3.4 : Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin Uygulanabileceği Binalar 15
Tablo 3.5 : Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A, T_B) 16
Tablo 3.6 : Yapı Kat Kütleleri 17
Tablo 3.7 : Yapı Titreşim Periyotları ve Kütle Katılım Oranları 19
Tablo 3.8 : Mod Birleştirme Yöntemi Sonucu Yapıya Etkiyen Taban Kesme Kuvvetleri 21
Tablo 3.9 : Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi Sonucu Yapıya Etkiyen Taban Kesme Kuvvetleri 21
Tablo 3.10 : Yapının X Yönünde Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi 23
Tablo 3.11 : Yapının Y Yönünde Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi 23
Tablo 3.12 : Düşey Yük Kombinasyonları 24
Tablo 3.13 : Düşey Yük + Rüzgar Yükü Kombinasyonları 24
Tablo 3.14 : Düşey Yük + Modal Deprem Yükü Kombinasyonları 24
Tablo 3.15 : Arttırılmış Modal Deprem Yükü Kombinasyonları 24
Tablo 3.16 : Düşey Yük + Eşdeğer Deprem Yükü Kombinasyonları 25
Tablo 3.17 : Arttırılmış Eşdeğer Deprem Yükü Kombinasyonları 25
Tablo 4.1 : +X Doğrultusunda Burulma Düzensizliği Kontrolü 26
Tablo 4.2 : +Y Doğrultusunda Burulma Düzensizliği Kontrolü 27
Tablo 4.3 : Döşeme Boşluk Oranı 27
Tablo 4.4 : Planda Çıkıntılar Bulunması 28
Tablo 4.5 : X-Doğrultusunda Dayanım Düzensizliği 29
Tablo 4.6 : Y -Doğrultusunda Dayanım Düzensizliği 29
Tablo 4.7 : +X doğrultusunda Rijitlik Düzensizliği Katsayısı 30
Tablo 4.8 : +Y doğrultusunda Rijitlik Düzensizliği Katsayısı 30
Tablo 4.9 : +X doğrultusunda Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü 32
Tablo 4.10 : +Y doğrultusunda Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü 33
Tablo 4.11 : +X Doğrultusunda İkinci Mertebe Kontrolü 34
Tablo 4.12 : +Y Doğrultusunda İkinci Mertebe Kontrolü 34
Tablo 5.5 : Çapraz Elemanının Narinlik Kontrolü 37
Tablo 5.6 : Gövde Levhası Kontrolü 46
Tablo 5.8 : Gövde Levhası Kontrolü 52
Tablo 5.9 : Başlık Levhası Kontrolü 53
Tablo 6.1 : 1. Tip İçin Narinlik Kontrolü 123
Tablo 6.2 : 2. Tip İçin Narinlik Kontrolü 123

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Yapının Bilgisayar Modeli 6
Şekil 2.2 : Yapının 1-Aksı Kesiti 7
Şekil 2.3 : Yapının A-Aksı Kesiti..... 8
Şekil 2.4 : +17.915m Kotu Kat Planı..... 9
Şekil 2.5 : +30.515m Kotu Kat Planı..... 9
Şekil 3.1 : Eleman Asal Eksenleri 23
Şekil 5.1 : C600 Çapraz Elemanı 61
Şekil 5.2 : Ankastre Kolon Ayağı..... 64
Şekil 5.3 : Ankastre Kolon Ankraj Kuvvetleri..... 65
Şekil 5.4 : I1800Y2-HAC1200 15-C600 Birleşimi..... 71
Şekil 5.5 : I1800-HAC1200 15-C600 Birleşimi..... 75
Şekil 5.6 : I1200-HAC1200-15-C600 Birleşimi 78
Şekil 5.7 : I1800Y2-I1800 Birleşimi 81
Şekil 5.8 : I1800Y2-I1000 Birleşimi 84
Şekil 5.9 : I1200-IPE500 Birleşimi 87
Şekil 5.10 : I1000-I800 Birleşimi..... 90
Şekil 5.11 : I900-IPE500 Birleşimi 93
Şekil 5.12 : I1000-HEA320 Birleşimi 96
Şekil 5.13 : IPE600-HEA320 Birleşimi..... 99
Şekil 5.14 : IPE300-IPE200 Birleşimi..... 102
Şekil 5.15 : Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı..... 124
Şekil 6.1 : Güçlendirilmiş I1800Y2 Kirişi..... 121
Şekil 6.2 : 1. Tip Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı..... 122
Şekil 6.3 : 2. Tip Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı..... 123
Şekil 6.4 : Berkitilmiş Düğüm Noktası Levhası..... 126

MEVCUT BİR ÇELİK ENDÜSTRİ YAPISININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE GÜÇLENDİRİLMESİ

ÖZET

Son yıllarda bilim ve teknolojide meydana gelen ilerlemeler ve buna paralel olarak gelişen deneysel çalışmalar sonucunda yapılarda kullanılan malzemelerin mekanik karakteristikleri daha gerçekçi olarak tespit edilmiş ve buna bağlı olarak da daha doğru hesap yöntemleri geliştirilmiştir. Yapılan tüm bu çalışmalar sonucunda yapıların düşey yükler ve yatay yükler altındaki performansı daha doğru olarak incelenmiştir. Yapıda kullanılan malzemelerin karakteristik değerlerinin ve yapı davranışının daha doğru olarak ele alınması sonucunda hem daha ekonomik tasarımlar ortaya çıkmış hem de hesap yöntemlerinde meydana gelen gelişmeler mevcut yönetmelik ve şartnamelerin yeniden gözden geçirilmesini ve değiştirilmesini kaçınılmaz hale getirmiştir. Deprem kuşağı üzerinde olan ve bu nedenle birçok depremde can kaybı yaşayan ülkemizde bu konuda dünyada meydana gelen gelişmeler yakından izlenmekte ve buna paralel olarak da mevcut yönetmelik ve şartnameler yeniden gelişmelere uyarlanmaktadır. Yapılan tüm bu çalışmaların ortak amacı, tasarım ve uygulamadaki hataları azaltarak olası depremlerde meydana gelecek hasar ve can kaybını en aza indirmektir. Çalışmada mevcut çok katlı bir çelik endüstri yapısının taşıyıcı sistem ve birleşim detaylarının 2007 Deprem Yönetmeliğine göre yeniden tasarlanması ve tasarım sonucunda yetersiz kalan kesit ve birleşimlerin ekonomik bir şekilde güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Mevcut yönetmelikteki depreme dayanıklı tasarım esasları hesap modeli üzerinde ayrıntılı olarak uygulanmış ve elde edilen sonuçlar 2007 Deprem Yönetmeliği ve uluslararası kabul gören yabancı standartlar göz önünde tutularak yeniden yorumlanmış ve ülkemizde mühendisliğin gelişimine az da olsa bir katkı sağlamak amaçlanmıştır.

STRUCTURAL SYSTEM ANALYSES OF AN EXISTENT INDUSTRIAL STEEL STRUCTURE ACCORDING TO THE 2007 TURKISH EARTHQUAKE CODE

SUMMARY

At the last years, in parallel to the improvement in science and technology more accurate design methods have been defined because of the experimental studies on structural material characteristics. As a result of these studies the performance of the structure under vertical and lateral loads is analysed more accurately. According to the studies on material characteristics and performance of the structures, more economical design methods and many improvements in design methods have been developed and these developments resulted in revision in present codes and specifications. Since our country state on an earthquake region structural damages and casualty of lives is observed at seismic activities. Therefore, in our country, all the experimental studies and revision of codes in worldwide are followed closely and if it is need existent codes are modified. The purpose is that, reducing the mistakes during design and construction to minimize the structural damages and casualty of lives at seismic activities. The main aim of the this study is to analyse structural system and to design the connection of an existent steel structure according to the 2007 Turkish Earthquake Code and if it is need insufficient elements and connections will be retrofitted in an economic method. All the design criterion in 2007 Turkish Earthquake Code were performed on the structural model and the results were compared to the international building design codes to make a small contribution for the improvement of structural engineering in our country.

1. GİRİŞ

Ülkemiz, aktif bir deprem kuşağı üzerinde olduğundan son yıllarda birçok deprem meydana gelmiştir. Özellikle, 1992 Erzincan ve 17 Ağustos 1999 Doğu Marmara Depremleri'nde birçok yapı yıkılmış yada hasar görmüştür. Yaşanan bu depremlerde hem binlerce kişi hayatını kaybetmiş hem de ülke ekonomisi büyük zararlara uğramıştır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından çelik yapılar oldukça ideal ve ekonomik çözümler vermektedir. Bazı yapıların da çelik konstrüksüyon olarak projelendirilmesi ve yapılması da kaçınılmaz olmaktadır. Günümüzde çelik genellikle endüstri yapıları, büyük açıklıklı yapılar, köprüler ve çok katlı yapılarda kullanılmaktadır. Büyük açıklıkların kısa zamanda geçilmesi, dev gökdelenlerin yapılması imkanı çelik yapıyı rakipsiz ve modern bir yapı tarzı haline getirmiştir.

Avrupa ülkeleri ve ABD'de çok yaygın olarak kullanılan çelik yapılar ülkemizde hak ettiği yere bir türlü gelememiştir. Ülkemizde çelik yapıların toplam inşaat alanı içindeki payı yaklaşık %6 civarındadır. Buradan betonarme yapıların daha fazla tercih edildiği ortaya çıkmaktadır. Bunun nedeni olarak da betonarme yapıların çelik yapılara kıyasla daha ekonomik çözüm ürettiği gösterilmiştir. Çelik yapıların uygun bir taşıyıcı sistem tasarımı ile bazen de betonarme ile birlikte kullanılarak kompozit bir tasarım olarak çok ekonomik çözümler sağladığı da bir gerçektir. Bugün maalesef ülkemizdeki yapı sektöründe, çelik yapıların ekonomik olmadığına dair yanlış bir kanaat mevcuttur. Tüm bunlar gözönüne alındığında ülkemizde çelik yapıların hak ettiği konumu alamamasının en önemli nedeni çelik yapı tasarımının proje, imalat, montaj ve kontrol aşamasında daha vasıflı teknik eleman gereksinimidir.

Dünyanın birçok yerinde, sismik aktivitesi yüksek bölgelerde süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçeve sistemleri kullanılmıştır. Ancak, çelik çerçeve sistemlerinin deprem etkisi altında gösterdikleri performansa duyulan güven, 1994'te meydana gelen Northridge (Los Angeles, A.B.D.) ve 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japonya) depremlerinden sonra bir miktar zedelenmiştir. Çelik çerçeve sistemleri her iki depremde de beklenen performansı gösterememiş ve kolon kiriş birleşimlerinde gevrek kırılmalar meydana gelmiştir. Yüksek süneklik kapasitelerine rağmen gözlemlenen bu performans düşüklüğü, bu çerçeve sistemlerin davranışları hakkında bilinenlerin yeterli olmadığı sonucunu doğurmuştur. Yaşanan bu depremlerden sonra American Institue of Steel Construction (AISC) yoğun bir test programı başlattı. Yapılan bu test çalışmalarının amacı, taşıyıcı sistem tasarımı ve birleşim detayları için tavsiyeler üretmekti. Yapılan tüm bu çalışmalar sonucunda hem birleşim detayları iyileştirildi hem de çelik çerçevelerin merkezi ve dış merkez olarak güçlendirmesi uygulanmaya başlandı.

1.1 Konu

Son yıllarda, bilim ve teknolojide meydana gelen gelişmeler inşaat mühendisliği alanında da birçok yeniliği beraberinde getirmiştir. Özellikle yapı malzemelerinde yapılan deneysel çalışmalar sonucunda yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların davranışı daha gerçekçi olarak incelenmiştir. Yapılan bu çalışmalara paralel olarak hesap yöntemlerinin geliştirilmesi hem daha ekonomik tasarımlar elde edilmesini sağlamış hemde mevcut yönetmelik ve şartnamelerin yeniden gözden geçirilmesini gündeme getirmiştir. Bilim ve teknolojinin yanı sıra deprem, rüzgar gibi doğal afetler ve artan dünya nüfusuna paralel olarak yaşam alanlarında meydana gelen daralmalar da inşaat mühendisliği alanındaki gelişmeleri zorunlu hale getirmektedir. Bunun sonucunda yatay yükler altında yüksek performanslı yapı tasarımı gereksinimi ve her geçen gün daralan yaşam alanları nedeniyle çok katlı yapıların gündeme gelmesiyle çelik yapılar, diğer yapı türlerine kıyasla sahip oldukları üstünlükler nedeniyle ön plana çıkmaktadır.

Yapı mühendisliğinin temel presipleri olan emniyetli, ekonomik ve estetik yapı tasarımının gerçekleştirilmesi, yapı için en uygun yapı malzemesinin seçilmesinin ardından mevcut yönetmelik ve şartnamelerde belirtilen tasarım esaslarına uyulması ile mümkün olmaktadır. Ülkemizde ve dünyada mevcut yönetmelik ve şartnameler malzeme biliminde meydana gelen ilerlemeler, mevcut malzemelerin mukavemetinin çeşitli yollarla arttırılması, birden fazla malzemenin kompozit olarak kullanılması ve daha geçekçi hesap yöntemlerinin geliştirilmesi sonucunda sürekli olarak güncellenmek ihtiyacı duymaktadır, aksi halde kullanılan yönetmelikler ihtiyaçlara cevap veremeyecek duruma gelirler. Sunulan bu çalışmada 1998 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış mevcut çok katlı çelik bir yapının 2007 Deprem Yönetmeliğine göre yeniden tasarımı ve gereken durumlarda kesit ve birleşimlerin ekonomik bir şekilde güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Ayrıca yapılan çalışmalar sırasında 2007 Deprem Yönetmeliğinde belirtilen tasarım kuralları esas alınsa da bütün dünyada kabul gören bazı uluslararası standartlara da başvurulmuştur. Böylece hem yapılan çalışmayı daha geniş bir alana yaymak hem de yeni Deprem Yönetmeliğini uluslararası standartlarla kıyaslamak mümkün hale gelmiştir.

2007 Deprem Yönetmeliğine göre yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımının ana ilkesi; hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilecek düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı hasar oluşumunun sınırlanmasıdır.

1.2 Konu ile İlgili Yapılan Çalışmalar

Yapı bir zemin ve sekiz normal kattan oluşan bir çelik endüstri yapısıdır. Yapı çok katlı olup her iki yöndeki taşıyıcı sistemi çaprazlar kullanılmış mafsallı çerçevelerden oluşmaktadır. Kat hizalarındaki tali kirişler ve sac döşeme rijit bir diyafram görevi görerek, yapının her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemlerinin birlikte çalışmasını sağlamakta ve bir doğrultudaki elemanlar diğer doğrultudaki elemanların davranışını etkilemektedir. Bu nedenle yapı taşıyıcı sisteminin üç boyutlu olarak tasarlanması daha doğru olacak ve yapının davranışı daha gerçekçi olarak incelenecektir. Yapı taşıyıcı sistem modeli üç boyutlu olarak ETABS v9.0.4 (Extented Three Dimensional Analysis of Building Systems) programı kullanılarak tasarlanmıştır. Programda tanımlanan yükleme kombinasyonları sonucu elde edilen kesit tesirleri ile yapı elemanları ve elemanların birleşimleri mevcut yönetmeliğin ilgili maddelerine bakılarak tahkik edilmiş ve sonuçlar yeniden yorumlanmıştır.

2. MEVCUT YAPI BİLGİLERİ

2.1 Yapı Hakkında Detaylı Bilgiler

- Yapı bir zemin ve sekiz normal kattan oluşan 9 katlı bir yapıdır.
- Yapının zemin ve birinci katı betonarme olup diğer katları çeliktir.

Kat yükseklikleri:

Zemin kat: 7m

Normal katlar: 9.315+8.6+12.6+19.2+13.9+12.6+15.0+10.8m

Yapı toplam yüksekliği: 109.015m

- Yapının yaklaşık olarak kat plan alanı 20x19.5=390 m^2'dir.
- Yapı II. Derece Deprem Bölgesinde olup A_o=0.30 alınmıştır.
- Yapı Z2 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır.

Zemin karakteristik periyotları T_A=0.15 sn, T_B=0.40 sn'dir.

- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için;

Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_{z,em}$=15 t/m^2

Düşey yatak katsayısı K_v=3000 t/m^3 olarak verilmiştir.

- Yapı endüstriyel kullanım amacına hizmet edecek olup,

  Hareketli yük katılım katsayısı n=1

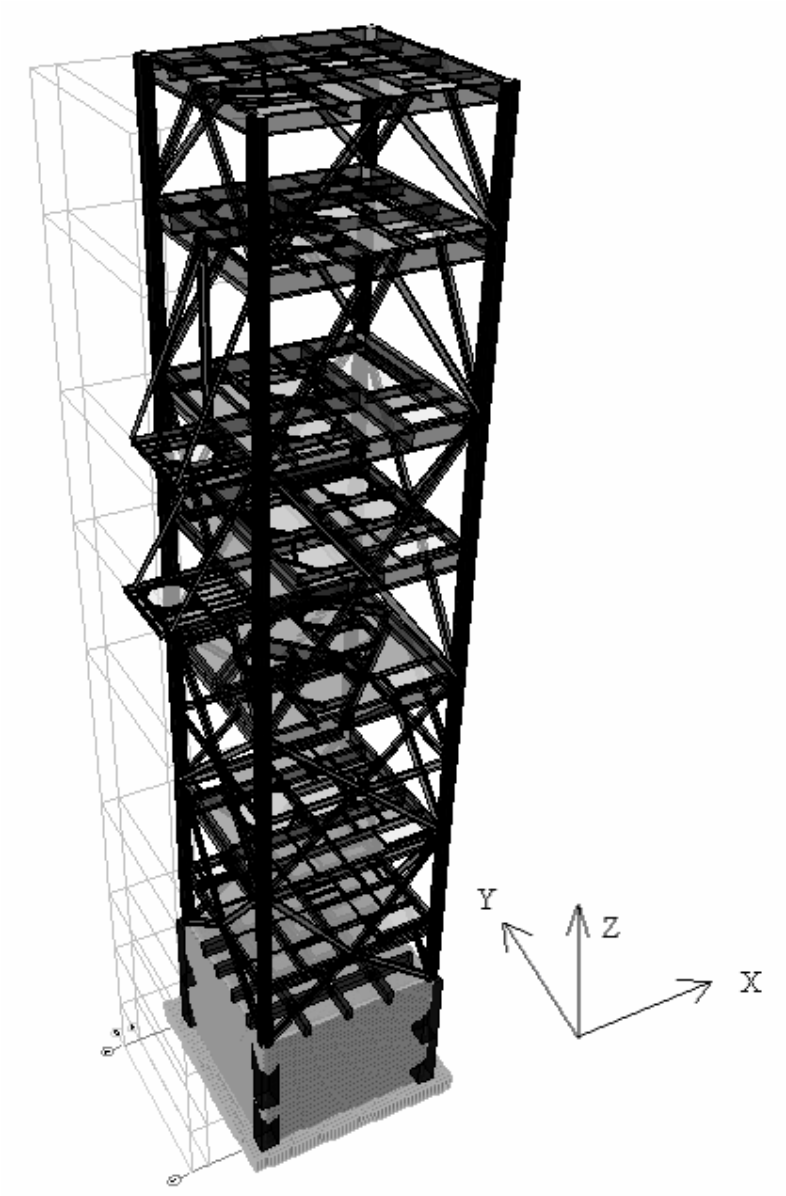
  Bina önem katsayısı ise I=1.0 alınmıştır.

- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı,

  R_x=R_y=4

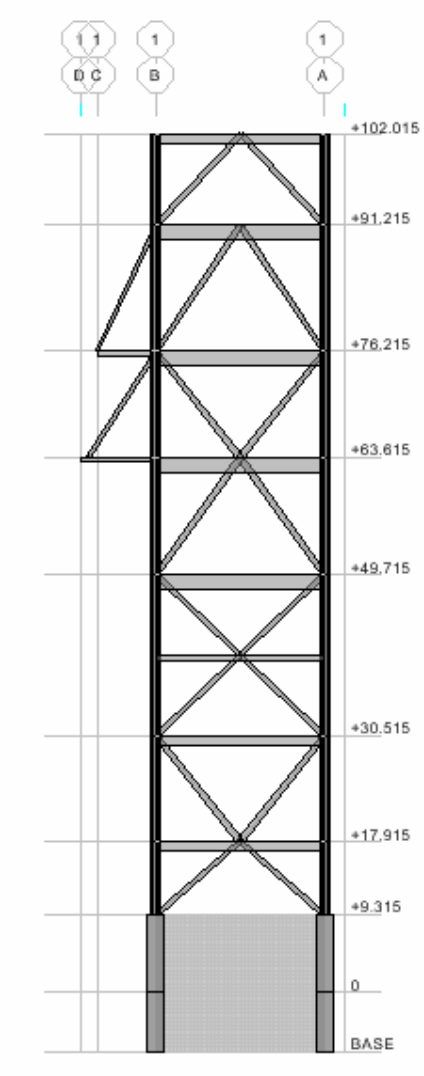
- Yapı her iki doğrultuda süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdelerden oluşmaktadır.

- Yapıda kullanılan hadde profillerin malzeme kalitesi St-44, yapma profil ve levhaların malzeme kalitesi ise St-52 yapısal çelik olarak seçilmiştir.
- Yapının temel, perde ve döşemesinde BS30 kalitesinde beton ve BÇIII kalitesinde beton çeliği kullanılmıştır.
- İncelenen mevcut yapının bilgisayar modeli Şekil 2.1'de gösterilmiştir.



Şekil 2.1 : Yapının Bilgisayar Modeli

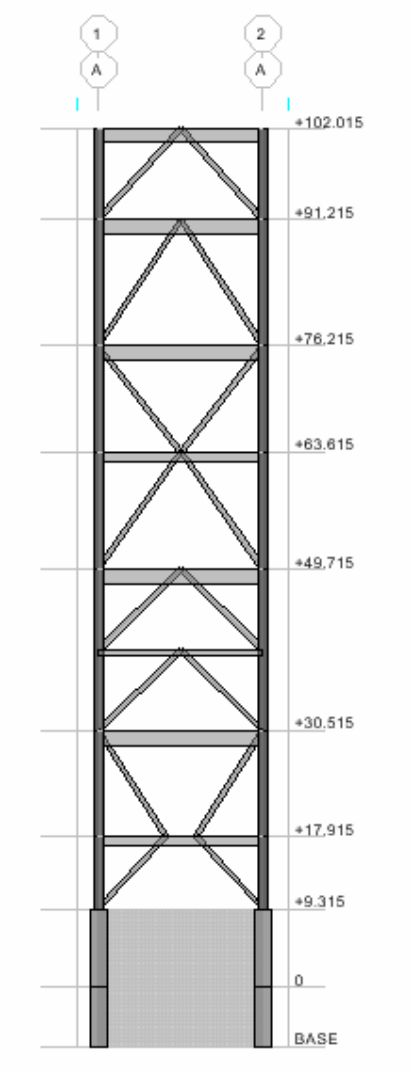
- Yapı bir endüstri yapısı olması nedeniyle bazı katlarda merdiven ve asansör boşlukları dışında ekipman, fan ve boru gibi elemanların geçişini sağlayacak yerel döşeme boşlukları mevcuttur. Katlar arasında bu boşluklardan geçen ekipmanlar tali kirişlere rijit bir şekilde bağlanmaktadır. Bu tali kirişler yaklaşık 80cm ara ile IPE200 profilleri ile diğer tali kirişlere bağlanmakta, ayrıca yerel döşeme boşluğunun büyük olması durumunda tali kirişler HE320A profillerinden oluşan çapraz elemanlarla diğer tali kirişlere bağlanmaktatır. Böylece döşemenin rijit bir diyafram gibi çalışması sağlanmakta ve yatay yüklerin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına aktarımı sağlanmış olmaktadır.
- Mevcut yapının X doğrultusundaki enine kesiti Şekil 2.2'de gösterilmiştir.



Şekil 2.2 : Yapının 1-Aksı Kesiti

Şekil 2.2'de görüldüğü gibi yapı zemin ve birinci katı betonarme olan diğer üst katları ise merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan çok katlı bir çelik yapıdır. Yapının bir endüstri yapısı olması nedeniyle, katlarda yer alan makina ve ekipmanların yükseklik ve boyutları herbir kat yüksekliğinin diğer katlardan farklı olmasına neden olmaktadır. Bu nedenle bina boyunca yapının kat yükseklikleri değişkendir.

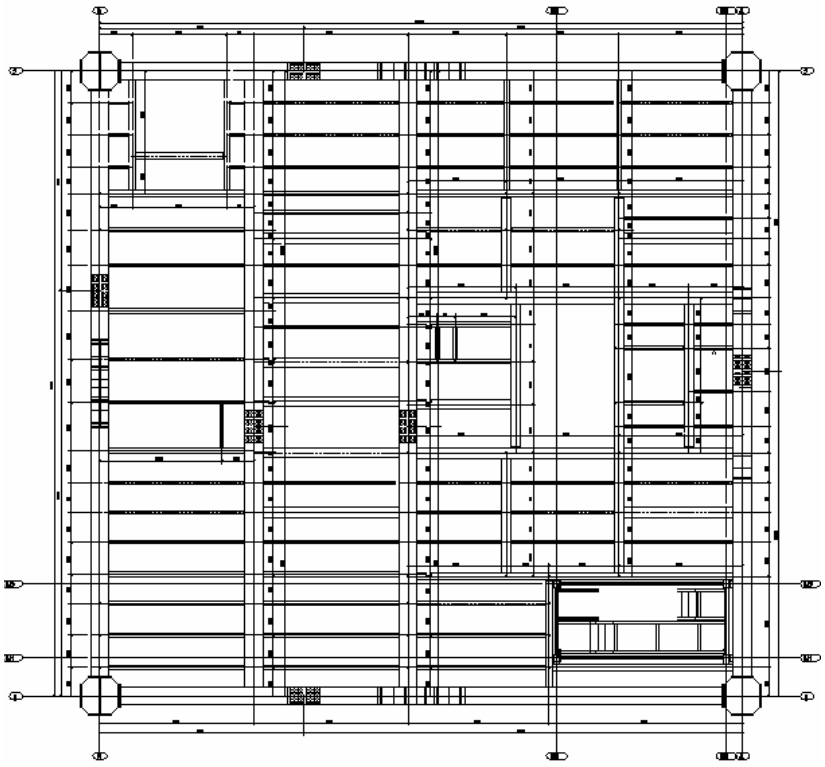
- Mevcut yapının Y doğrultusundaki enine kesiti Şekil 2.3'de gösterilmiştir.



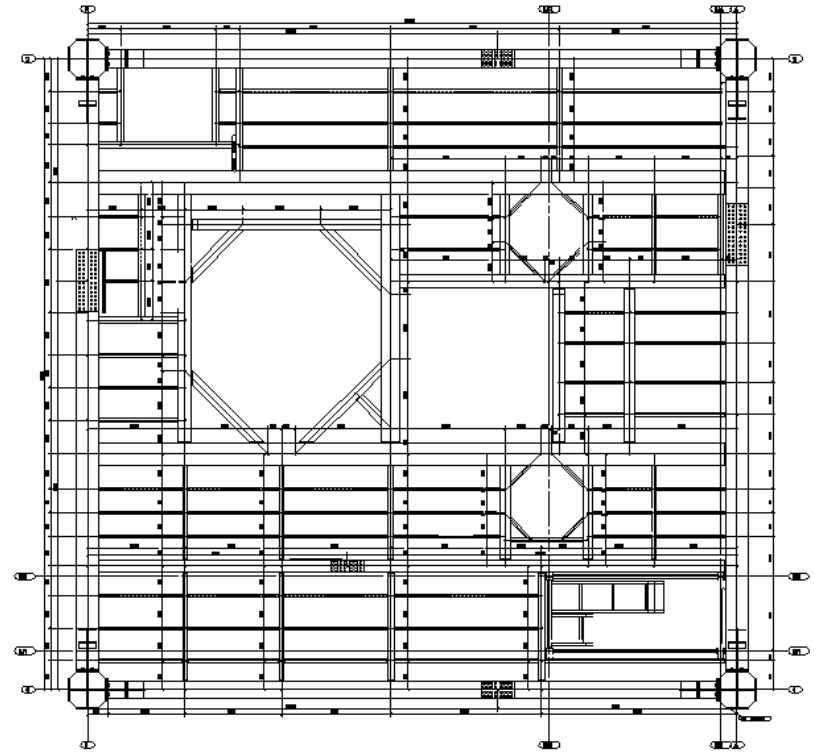
Şekil 2.3 : Yapının A-Aksı Kesiti

Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşmasına rağmen, Şekil 2.3'de de görüldüğü gibi +17.915m kotunda ekipman boru ve fanlarının geçişine engel teşkil etmemek için burada dışmerkez çaprazlı çerçeve kullanılmıştır.

- Mevcut yapının iki adet örnek kat planı aşağıda gösterilmiştir.



Şekil 2.4 : +17.915m Kotu Kat Planı



Şekil 2.5 : +30.515m Kotu Kat Planı

- Yapıya etkiyen yükler Tablo 2.1'de gösterilmiştir.

Tablo 2.1: Statik Yükleme Durumları

Yük	Yük Tipi	Ağırlık Çarpanı	Program Tanımlı Yükler
G	ZATİ	1	
G'	ZATİ	1	
Q	HAREKETLİ	0	
VS1	ZATİ	0	
VS2	HAREKETLİ	0	
HSX	ZATİ	0	
HSY	ZATİ	0	
EX	DEPREM	0	Eşdeğer Deprem Yükü
EY	DEPREM	0	Eşdeğer Deprem Yükü
SPECX	DEPREM	0	Modal Deprem Yükü
SPECY	DEPREM	0	Modal Deprem Yükü
WX	RÜZGAR	0	
WY	RÜZGAR	0	

G : Zati Yükler (VS1) + Kaplama

G' : Zati Yükler (VS2)+ Kaplama

Q : Hareketli Yük

VS1 : Düşey Ekipman Yükleri (işletme yükleri)

VS2 : Düşey Ekipman Yükleri (acil yükler)

HSX : Yatay Ekipman Yükleri (x doğrultusu)

HSY : Yatay Ekipman Yükleri (y doğrultusu)

EX : Eşdeğer Deprem Yükleri (x doğrultusu)

EY : Eşdeğer Deprem Yükleri (y doğrultusu)

SPECX : Modal Deprem Kuvveti (x doğrultusu)

SPECY : Modal Deprem Kuvveti (y doğrultusu)

WX : Rüzgar Yükü (x doğrultusu)

WY : Rüzgar Yükü (y doğrultusu)

VS1 Yükleri, İşletme (Operation) yükleri olarak bilinir. Bu yükler ekipmanı oluşturan çelik konstrüksiyon ile bu ekipmanın iç çeperine uygulanan kaplama malzemesinden ibarettir. VS2 Yükleri ise Acil (Emergency) yükleri olarak bilinir. Olağan durumun dışında ekipmanlarda zamanla oluşan tabakalanma ve bu tabakalanma sonrasında malzeme akışının ilk zamanlardakine göre yavaşlaması sonucu ekipmandaki yığılma durumlarının baş göstermesi acil yüklerin sebebidir. Bu durum yükleme kombinasyonlarında YÜK2 kombinasyonunda gözönüne alınacaktır.

2.2 Yapıda Kullanılan Malzeme Bilgileri

Bu tasarımda kullanılan yapısal çelik, beton ve beton çeliği ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

- St52 malzeme karakteristikleri :

$\sigma_a = 36000\ \mathrm{N/cm^2}$

$E_s = 21000000\ \mathrm{N/cm^2}$

$G = 8100000\ \mathrm{N/cm^2}$

$\alpha_t = 1.2 \times 10^{-5}\ \mathrm{cm/C^o}$

$\nu = 0.3$

- St44 malzeme karakteristikleri :

$\sigma_a = 27500\ \mathrm{N/cm^2}$

$E_s = 21000000\ \mathrm{N/cm^2}$

$G = 8100000\ \mathrm{N/cm^2}$

$\alpha_t = 1.2 \times 10^{-5}\ \mathrm{cm/C^o}$

$\nu = 0.3$

- BS30 malzeme karakteristikleri :

$f_{ck} = 3000\ \mathrm{N/cm^2}$

$f_{cd} = 2000\ \mathrm{N/cm^2}$

f_{ctd}=125 N/cm^2

$\nu = 0.2$

- BÇIII (S420)malzeme karakteristikleri :

f_{yk}=42000 N/cm^2

f_{yd}=36500 N/cm^2

3. YAPININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE ANALİZİ

3.1 Yük Analizi

3.1.1 Zati Yükler

Yapıda zati yükleri, betonarme ve çelik taşıyıcı sistemin kendi ağırlığı, döşeme sacı ağırlığı, makine ve ekipman yükleri oluşturmaktadır. ETABS V9.0.4 programında tanımlanan taşıyıcı sistem elemanlarının ve 5mm kalınlığında döşeme sacının zati ağırlıkları program tarafından hesaba katılmaktadır. Makine ve ekipman yükleri de yapıda bulunacakları mesnet noktalarına tekil yük olarak etkitilmiş ve bu yük değerleri Tablo 3.1'de gösterilmiştir.

Tablo 3.1 : Makine ve Ekipman Yükleri

No	VS1(KN)	VS2(KN)	No	VS1(KN)	HSX(KN)	HSY(KN)
1	790	790	20	335	15	
2	1044	3154	21	285	15	
3	1044	3154	22	175		
4	689	689	23	172		
5	1385	4440	24	45	45	5
6	815	815	25	10	65	65
7	1400	4450	26	210		
8	1115	1115	27	137		
9	1760	4720	28	222		
10	2180	6060	29	172		-9
11	1700	2150	30	120	-5	2
12	1025	1085	31	307	-3	32
13	1025	1085				
14	1330	1480				
15	1130	1230				
16	2575	2925				
17	110	110				
18	35	50				
19	806.5	1036.5				

3.1.2 Hareketli Yükler

Hareketli yüklerin seçiminde yapının kullanım amacı göz önünde bulundurulur [4]. Yapı endüstriyel amaçlı kullanılacağı için katlardaki çalışma platformlarında

q_1= 500 kg/m^2 (q: Hareketli Yük Değeri, Betonarme kat için)

q_2 = 350 kg/m^2 (q: Hareketli Yük Değeri, Çelik katlar için)

hareketli yük olarak hesaplarda kullanılmıştır. Yapının en üst kat döşemesinde hareketli yük olarak kar yükü de alınmıştır. Kar yükü (P_{ko}), TS 498'de planda m^2 ye, yapının bulunduğu yerin denizden yüksekliğine ve düştüğü yüzeyin yatay ile olan açısına göre belirlenmektedir [4]. Buna göre 4 bölge tanımlanmıştır. Yapı 3. Kar Yükü Bölgesi'nde yer almaktadır:

H>200m$\rightarrow$ P_{ko}=75 kg/m^2

3.1.3 Rüzgar Yükü

Rüzgar yüklerinin belirlenmesinde TS 498'den yararlanılmıştır. Rüzgar yükü, rüzgarın hızına dolayısıyla yapının yüksekliğine göre belirlenmektedir [4].

Bir yapının bütününde rüzgar yükü bileşkesinin büyüklüğü;

$W=C_f \times q \times A$ formülü ile bulunur. **(3.1)**

C_f =Aerodinamik yük katsayısı

q=Emme (hız basıncı), kg/m^2

A=Etkilenen yüzey alanı, m^2

Yapının yüksekliğine bağlı olarak rüzgar hızı ve emme değerleri Tablo 3.2'de gösterilmiştir.

Tablo 3.2 : Yüksekliğe Bağlı olarak Rüzgar Hızı ve Emme

Zeminden Yükseklik(m)	Rüzgar Hızı(m/s)	Emme(kg/m^2)
0 - 8	28	50
9 - 20	36	80
21 - 100	42	110
100	46	130

Yapının yüksekliği zeminden itibaren 102.015m olup yapının cepheleri açıktır. Fakat yapı içindeki makine, ekipman, boru ve fanların yüzey alanlarından dolayı yapının ½ oranında açık olduğu düşünülerek kolonlara etkiyen rüzgar kuvvetleri hesaplanmış ve Tablo 3.3 'de gösterilmiştir.

Tablo 3.3 : X ve Y Yönü Rüzgar Yükü

Zeminden Yükseklik (m)	Emme (kg/m^2)	Etkili Uzunluk(m)	Basınç(kg/m^2) (+0.8q)	Emme(kg/m^2) (-0.4q)
0-8m	50	10	400	200
9-20m	80	10	640	320
21-100m	110	10	880	440
100m	130	10	1040	520

3.1.4 Deprem Yükü

Bina türü olmayan yapıların deprem hesabında kullanılabilecek yöntemler, 2007 Deprem Yönetmeliğinde verilmiştir. Buna göre incelenen mevcut yapının deprem yükü hesabında Mod Birleştirme Yöntemi veya Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi kullanılabilir. Bu nedenle yapıya etkiyen deprem kuvvetinin hesabında Mod Birleştirme Yöntemi kullanılacaktır. Yapı 2.derece deprem bölgesinde olup, yüksekliği 109.015m ve bina türü olmayan bir yapı olduğundan deprem hesabında Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılmasına yönetmelikçe izin verilmemektedir. Buna rağmen, Mod Birleştirme Yöntemi ile karşılaştırabilmek için Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi de uygulanmıştır.

Tablo 3.4 : Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin Uygulanabileceği Binalar

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

3.1.4.1 Mod Birleştirme Yöntemi ile Deprem Yükü Hesabı

Bu yöntemde maksimum iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilir. Yapının modal analizi Deprem Yönetmeliği'nin ilgili maddelerinde belirtilen kurallara uygun olarak yapılmıştır. Bu kurallar doğrultusunda mevcut yönetmelikte öngörülen şartlar yapının bilgisayar modelinde tanımlanmıştır.

- İvme Spektrumu

Herhangi bir n'inci titreşim modunda gözönüne alınacak azaltılmış ivme spektrumu ordinatı Denk.(3.2) ile belirlenecektir.

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \qquad \textbf{(3.2)}$$

Elastik tasarım ivme spektrumunun yerel deprem ve zemin koşulları gözönüne alınarak yapılacak özel araştırmalarla belirlenmesi durumunda Denk. (3.2)'de $S_{\mathrm{ae}}(T_{\mathrm{n}})$ yerine, ilgili özel spektrum ordinatı gözönüne alınacaktır. Ancak, bu şekilde belirlenecek ivme spektrumu ordinatlarına karşı gelen spektral ivme katsayıları, tüm periyotlar için,Tablo 3.4'deki ilgili karakteristik periyotlar gözönüne alınarak Denk.(3.2)'den bulunacak değerden hiçbir zaman daha küçük olmayacaktır.

Tablo 3.5 : Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A, T_B)

Yerel Zemin Sınıfı	T_A	T_B
Z1	0.1	0.3
Z2	0.15	0.4
Z3	0.15	0.6
Z4	0.2	0.9

- Gözönüne Alınacak Dinamik Serbestlik Dereceleri

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, herbir katta, birbirine dik doğrultularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi gözönüne alınacaktır. Her katta modal deprem yükleri bu serbestlik dereceleri için hesaplanacak, ancak ek dış merkezlik etkisi'nin hesaba katılabilmesi amacı ile, deprem doğrultusuna dik

doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ek bir yükleme olarak kat kütle merkezine uygulanacaktır.

Hesaplanan dış merkezlikler aşağıda verilmiştir.

X doğrultusu deprem için e_y=20.0*0.05=1.0m

Y doğrultusu deprem için e_x=19.5*0.05=0.975m

- Hesaba Katılacak Yeterli Titreşim Modu Sayısı

Yapının deprem yükü hesabında kullanılacak kat kütleleri ve yapı toplam kütlesi Tablo 3.6'da verilmiştir.

Tablo 3.6 : Yapı Kat Kütleleri

Yükseklik (m)	**Kat No**	**Kütle (X,tons^2/m)**	**Kütle (Y,tons^2/m)**
102.015	8	29.535	29.535
91.215	7	62.626	62.626
76.215	6	69.284	69.284
63.615	5	76.870	76.870
49.715	4	89.374	89.374
30.515	3	90.156	90.156
17.915	2	33.256	33.256
9.315	1	163.393	163.393
0	0	158.050	158.050
	Toplam	772.543	772.543

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Bu kuralın sağlandığı Tablo 3.7'de gösterilmiştir.

$$\sum_{n=1}^{Y} M_{xn} = \sum_{n=1}^{Y} \frac{L^2_{xn}}{M_n} \geq 0.9 \sum_{i=1}^{N} m_i \qquad \textbf{(3.3a)}$$

M_{xn}: Gözönüne alınan x deprem doğrultusunda binanın n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle

$$\sum_{n=1}^{Y} M_{yn} = \sum_{n=1}^{Y} \frac{L^2_{yn}}{M_n} \geq 0.9 \sum_{i=1}^{N} m_i \qquad \textbf{(3.3b)}$$

M_{yn}: Gözönüne alınan y deprem doğrultusunda binanın n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle

Denk.(3.3)'de yer alan L_{xn} ve L_{yn} ile modal kütle M_n'in ifadeleri, kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalar için aşağıda verilmiştir:

$$L_{xn} = \sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{xin} \; ; \; L_{yn} = \sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{yin} \qquad \textbf{(3.4)}$$

Yapının taşıyıcı sistemi her iki doğrultuda çaprazlar kullanılmış mafsallı çerçevelerden oluşmaktadır. Bu çaprazlar yapının dış kenar akslarına simetrik olarak yerleştirilmiş, böylece yapının yatay yükler altındaki performansı artmış, yapının enerji yutma kapasitesi artmış, yatay yükler altında oluşan deplasmanlar azalmış ve yapının burulması da önlenmeye çalışılmıştır. Yapı toplam kütlesi belli olduktan sonra mod birleştirme yöntemi ile her iki yön için yapıya etkiyen taban kesme kuvvetleri elde edilir.

Tablo 3.7'de Mod Birleştirme Yöntemi sonucunda, her iki yön için elde edilen yapı titreşim periyotları ve kütle katılım oranları gösterilmiştir.

Tablo 3.7 : Yapı Titreşim Periyotları ve Kütle Katılım Oranları

Mode	Periyot	UX	UY	UZ	ToplamUX	ToplamUY	ToplamUZ
1	1,759	0,00	52,53	0	0,00	52,53	0
2	1,644	51,68	0,00	0	51,68	52,54	0
3	1,192	0,00	0,00	0	51,68	52,54	0
4	1,191	0,00	0,00	0	51,68	52,54	0
5	0,649	0,00	1,21	0	51,69	53,76	0
6	0,442	0,00	8,39	0	51,69	62,15	0
7	0,396	13,45	0,00	0	65,15	62,16	0
8	0,283	0,00	1,68	0	65,15	63,84	0
9	0,227	4,06	0,00	0	69,22	63,84	0
10	0,200	0,01	3,23	0	69,23	67,07	0
11	0,173	0,03	0,25	0	69,26	67,33	0
12	0,155	0,33	0,14	0	69,60	67,47	0
13	0,145	0,00	9,64	0	69,60	77,11	0
14	0,140	0,31	9,82	0	69,91	86,94	0
15	0,138	0,00	2,16	0	69,92	89,11	0
16	0,133	16,07	0,60	0	85,99	89,71	0
17	0,132	6,75	3,24	0	92,74	92,95	0
18	0,119	0,01	0,07	0	92,75	93,03	0
19	0,118	0,03	0,15	0	92,79	93,18	0
20	0,096	0,01	0,03	0	92,80	93,22	0
21	0,092	0,02	0,08	0	92,83	93,30	0
22	0,090	0,74	1,88	0	93,58	95,18	0
23	0,089	0,00	0,00	0	93,58	95,18	0
24	0,086	1,24	0,39	0	94,82	95,58	0
25	0,086	0,43	0,00	0	95,26	95,58	0

Tablo 3.7'de görüldüğü gibi 25 mod sonucunda yapının her iki yöndeki toplam kütle katılımı mevcut yönetmelikteki sınır değer olarak gösterilen %90 katılım oranını sağlamıştır. Tabloda 3.7'de yapının burulma moduna katılımını ifade eden UZ ve Toplam UZ değerlerinin sıfır çıktığı ve yapının burulmasının önlendiği açıkça görülmüştür.

Yapının Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen doğal titreşim periyotları aşağıda gösterilmiştir;

T_x=1.644 (Yapının x yönü doğal titreşim periyodu)

T_y=1.759 (Yapının y yönü doğal titreşim periyodu)

Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram

olarak çalıştığı binaların hesabında, sadece bodrum katların üstündeki katlarda etkin olan titreşim modlarının gözönüne alınması ile yetinilebilir [2]. Bu yüzden yapının betonarme sistemini oluşturan kolon ve perdeler yapının bilgisayar modelinde tanımlanmış fakat bu kısmın rijitliğinin üstteki çelik yapıya oranla çok fazla olması nedeniyle sadece üst katlardaki çelik yapının etkin modları esas alınmıştır.

- Mod Katkılarının Birleştirilmesi

Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve göreli kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir:

1. $T_m < T_n$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_m / T_n < 0.8$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Karelerinin Toplamının Karekökü (SRSS) Kuralı uygulanabilir.

(T_m, T_n: Binanın m'inci ve n'inci doğal titreşim periyotlarıdır.)

2. Yukarıdaki koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz kolerasyon katsayıları'nın hesabında modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.

Yapının modal analizi sonucu oluşan mod katkılarını birleştirmek için yukarıda tanımlanan Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı uygulanmıştır. Her mod için elde edilen katkılar birleştirildiğinde elde edilmesi gereken taban kesme kuvvetleri Tabloda 3.8'de gösterilmiştir.

Tablo 3.8 : Mod Birleştirme Yöntemi Sonucu Yapıya Etkiyen Taban Kesme Kuvvetleri

Kat Hizası(m)	Yük	V_X (t)	V_Y(t)
102.015	SPECX	51.11	3.19
102.015	SPECY	4.18	40.06
91.215	SPECX	131.97	4.64
91.215	SPECY	7.47	108.55
76.215	SPECX	166.27	7.22
76.215	SPECY	12.57	142.59
63.615	SPECX	190.45	7.38
63.615	SPECY	5.75	173.18
49.715	SPECX	226.55	8.68
49.715	SPECY	4.76	211.00
30.515	SPECX	281.60	4.50
30.515	SPECY	4.73	254.63
17.915	SPECX	283.59	5.36
17.915	SPECY	5.07	254.48
9.315	SPECX	372.38	8.78
9.315	SPECY	8.76	365.74
0	SPECX	454.76	11.26
0	SPECY	11.26	460.27

Tablo 3.9 : Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi Sonucu Yapıya Etkiyen Taban Kesme Kuvvetleri

Kat Hizası(m)	Yük	V_X (t)	V_Y(t)
102.015	EX	-54.25	0.00
102.015	EY	0.00	-54.25
91.215	EX	-157.90	0.00
91.215	EY	0.00	-157.90
76.215	EX	-255.05	0.00
76.215	EY	0.00	-255.05
63.615	EX	-346.52	0.00
63.615	EY	0.00	-346.52
49.715	EX	-435.62	0.00
49.715	EY	0.00	-435.62
30.515	EX	-492.94	0.00
30.515	EY	0.00	-492.94
17.915	EX	-506.90	0.00
17.915	EY	0.00	-506.90
9.315	EX	-551.82	0.00
9.315	EY	0.00	-551.82
0	EX	-570.28	0.00
0	EY	0.00	-570.28

- Hesaplanan Büyüklüklere İlişkin Altsınır Değerleri

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı'na göre birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü VtB'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ne göre hesaplanan bina toplam deprem yükü Vt'ye oranının aşağıda tanımlanan beta değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri Denk.(3.5)'e göre büyütülecektir.

$$B_D = \frac{\beta V_t}{V_{tB}} B_B \qquad \textbf{(3.5)}$$

Mevcut yönetmelikte tanımlanan A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden enaz birinin binada bulunması durumunda Denk.(3.5)'de $\beta = 0.9$, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda $\beta = 0.8$ alınmalıdır.

Yapı bina türü olmayan yapılardan olduğundan mevcut yönetmelik bu tür yapılarda Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılmasına müsade etmemektedir. Yapının bilgisayar modelinde Mod Birleştirme Yöntemi ile karşılaştırmak amacıyla eşdeğer deprem yükü de tanımlanmıştır. Elde edilen sonuçlar mukayese edildiğinde Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile elde edilen sonuçların daha olumsuz olduğu görülmüş, fakat mevcut yönetmelik bu yönteme müsaade etmediği için Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen sonuçlar Denk.(3.5)'e göre arttırılmamıştır.

3.2 Etkin Göreli Kat Ötelemeleri

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i, Denk.(3.6) ile elde edilecektir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \qquad \textbf{(3.6)}$$

Yapıya etkiyen yatay yükler altında elde edilen azaltılmış göreli kat ötelemeleri, x yönü için Tablo 3.10'da ve y yönü için de Tablo 3.11'de gösterilmiştir.

Tablo 3.10 : Yapının X Yönünde Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi

Kat No	d_i-min(m)	d_i-max(m)	Δ_i-min(m)	Δ_i-max(m)
8	0.0485	0.0827	0.0052	0.0094
7	0.0433	0.0733	0.0062	0.0153
6	0.0371	0.058	0.0068	0.0118
5	0.0303	0.0462	0.0083	0.012
4	0.022	0.0342	0.0101	0.0146
3	0.0119	0.0196	0.0059	0.0105
2	0.006	0.0091	0.0034	0.0043
1	0.0026	0.0048	0.0026	0.0048

Tablo 3.11 : Yapının Y Yönünde Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi

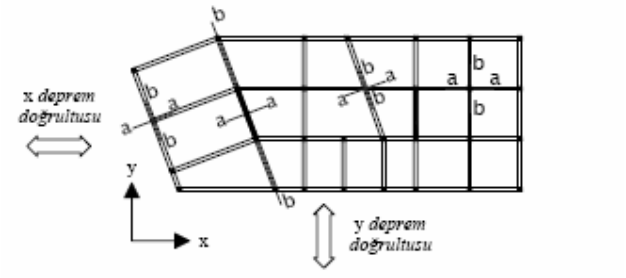
Kat No	d_i-min(m)	d_i-max(m)	Δ_i-min(m)	Δ_i-max(m)
8	0.0666	0.0749	0.0054	0.0089
7	0.0612	0.066	0.0186	0.0095
6	0.0426	0.0565	0.0027	0.01
5	0.0399	0.0465	0.0135	0.0106
4	0.0264	0.0359	0.0112	0.0133
3	0.0152	0.0226	0.0079	0.0129
2	0.0073	0.0097	0.0042	0.0058
1	0.0031	0.0039	0.0031	0.0039

3.3 Eleman Asal Eksen Doğrultusundaki İç Kuvvetler

Taşıyıcı sisteme ayrı ayrı etki ettirilen x ve y doğrultusundaki depremlerin ortak etkisi altında, taşıyıcı sistem elemanlarının a ve b asal eksen doğrultularındaki iç kuvvetler, en elverişsiz sonucu verecek şekilde Denk.(3.7) ile elde edilecektir [2].

$$B_a = \pm B_{ax} \pm 0.30 B_{ay} \text{ veya } B_a = \pm 0.30 B_{ax} \pm B_{ay} \quad \textbf{(3.7a)}$$

$$B_b = \pm B_{bx} \pm 0.30 B_{by} \text{ veya } B_b = \pm 0.30 B_{bx} \pm B_{by} \quad \textbf{(3.7b)}$$



Şekil 3.1 : Eleman Asal Eksenleri

Mevcut yönetmelikte öngörülen bu şartın sağlanması için oluşturulan depremli yükleme kombinasyonlarında x ve y doğrultusundaki depremlerin ortak etkisini gözönüne almak için bu yükler ilgili kombinasyonlarda Denk.(3.7)'ye göre birleştirilmiştir.

3.4 Yapının Boyutlandırılmasında Esas Alınan Yükleme Kombinasyonları

Taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında ve birleşim hesaplarında kullanılan yükleme kombinasyonları aşağıda görülmektedir.

Tablo 3.12 : Düşey Yük Kombinasyonları

YÜK1	1G	1Q
YÜK2	1G'	1Q
YÜK3	1.4G	1.6Q

Tablo 3.13 : Düşey Yük + Rüzgar Yükü Kombinasyonları

YÜK4	1G	1Q	1WX	
YÜK5	1G	1Q	-1WX	
YÜK6	1G	1Q		1WY
YÜK7	1G	1Q		-1WY

Tablo 3.14 : Düşey Yük + Modal Deprem Yükü Kombinasyonları

YÜK8	1G	1Q	1SPECX	0.3SPECY
YÜK9	1G	1Q	0.3SPECX	1SPECY
YÜK10	0.9G		1SPECX	0.3SPECY
YÜK11	0.9G		0.3SPECX	1SPECY

Tablo 3.15 : Arttırılmış Modal Deprem Yükü Kombinasyonları

YÜK12	1G	1Q	2SPECX	
YÜK13	1G	1Q		2SPECY
YÜK14	0.9G		2SPECX	
YÜK15	0.9G			2SPECY

Tablo 3.16 : Düşey Yük + Eşdeğer Deprem Yükü Kombinasyonları

YÜK16	1G	1Q	1EX1	0.3EY
YÜK17	1G	1Q	1EX1	-0.3EY
YÜK18	1G	1Q	-1EX1	0.3EY
YÜK19	1G	1Q	-1EX1	-0.3EY
YÜK20	1G	1Q	1EX2	0.3EY
YÜK21	1G	1Q	1EX2	-0.3EY
YÜK22	1G	1Q	-1EX2	0.3EY
YÜK23	1G	1Q	-1EX2	-0.3EY
YÜK24	1G	1Q	0.3EX	1EY1
YÜK25	1G	1Q	-0.3EX	1EY1
YÜK26	1G	1Q	0.3EX	-1EY1
YÜK27	1G	1Q	-0.3EX	-1EY1
YÜK28	1G	1Q	0.3EX	1EY2
YÜK29	1G	1Q	-0.3EX	1EY2
YÜK30	1G	1Q	0.3EX	-1EY2
YÜK31	1G	1Q	-0.3EX	-1EY2
YÜK32	0.9G		1EX1	0.3EY
YÜK33	0.9G		1EX1	-0.3EY
YÜK34	0.9G		-1EX1	0.3EY
YÜK35	0.9G		-1EX1	-0.3EY
YÜK36	0.9G		1EX2	0.3EY
YÜK37	0.9G		1EX2	-0.3EY
YÜK38	0.9G		-1EX2	0.3EY
YÜK39	0.9G		-1EX2	-0.3EY
YÜK40	0.9G		0.3EX	1EY1
YÜK41	0.9G		-0.3EX	1EY1
YÜK42	0.9G		0.3EX	-1EY1
YÜK43	0.9G		-0.3EX	-1EY1
YÜK44	0.9G		0.3EX	1EY2
YÜK45	0.9G		-0.3EX	1EY2
YÜK46	0.9G		0.3EX	-1EY2
YÜK47	0.9G		-0.3EX	-1EY2

Tablo 3.17 : Arttırılmış Eşdeğer Deprem Yükü Kombinasyonları

YÜK48	1G	1Q	2EX	
YÜK49	1G	1Q	-2EX	
YÜK50	1G	1Q		2EY
YÜK51	1G	1Q		-2EY
YÜK52	0.9G		2EX	
YÜK53	0.9G		-2EX	
YÜK54	0.9G			2EY
YÜK55	0.9G			-2EY

4. YAPININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE DÜZENSİZLİK KONTROLÜ

Depreme karşı davranışlarındaki olumsuzluklar nedeni ile tasarımından ve yapımından kaçınılması gereken düzensiz binaların tanımlanması ile ilgili olarak, planda ve düşey doğrultuda düzensizlik meydana getiren durumlar ve bunlarla ilgili koşullar mevcut yönetmelikte açıklanmıştır. Mevcut yönetmelikteki bu koşullar gözönünde tutularak binanın yapısal düzensizlikleri aşağıda incelenmiştir.

4.1 Planda Düzensizlik Durumları

4.1.1 (A1) Burulma Düzensizliği

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük göreli kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama göreli ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumu [2].

$$[\eta_{bi} = (\Delta_i)_{max} / (\Delta_i)_{ort} > 1.2] \quad \textbf{(4.1)}$$

Tablo 4.1 : +X Doğrultusunda Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat	d_i-min(m)	d_i-max(m)	Δ_i-min(m)	Δ_i-max(m)	Δ_i-ort(m)	η_{bi}	Sınır
8	0.0485	0.0827	0.0052	0.0094	0.0073	1.288	1.2
7	0.0433	0.0733	0.0062	0.0153	0.01075	1.423	1.2
6	0.0371	0.058	0.0068	0.0118	0.0093	1.269	1.2
5	0.0303	0.0462	0.0083	0.012	0.01015	1.182	1.2
4	0.022	0.0342	0.0101	0.0146	0.01235	1.182	1.2
3	0.0119	0.0196	0.0059	0.0105	0.0082	1.280	1.2
2	0.006	0.0091	0.0034	0.0043	0.00385	1.117	1.2
1	0.0026	0.0048	0.0026	0.0048	0.0037	1.297	1.2

Tablo 4.2 : +Y Doğrultusunda Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat	d_i-min(m)	d_i-max(m)	Δ_i-min(m)	Δ_i-max(m)	Δ_i-ort(m)	η_{bi}	Sınır
8	0.0666	0.0749	0.0054	0.0089	0.00715	1,245	1.2
7	0.0612	0.066	0.0186	0.0095	0.01405	0.676	1.2
6	0.0426	0.0565	0.0027	0.01	0.00635	1,575	1.2
5	0.0399	0.0465	0.0135	0.0106	0.01205	0.88	1.2
4	0.0264	0.0359	0.0112	0.0133	0.01225	1,086	1.2
3	0.0152	0.0226	0.0079	0.0129	0.0104	1,240	1.2
2	0.0073	0.0097	0.0042	0.0058	0.005	1,160	1.2
1	0.0031	0.0039	0.0031	0.0039	0.0035	1,114	1.2

Tablo 4.1 ve Tablo 4.2'den görüldüğü gibi, binada her iki ana doğrultuda da η_{bi} katsayısı 1.2 sınır değerini aştığından A1 düzensizliği bulunmaktadır. Mevcut yönetmelikte A1 türü düzensizlik deprem hesap yönteminin seçiminde etken olan düzensizlik olarak belirtilmektedir.

4.1.2 (A2) Döşeme Süreksizlikleri

Herhangi bir kattaki döşemede;

I - Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3 (0.33)'ünden fazla olması durumu [2].

Tablo 4.3 : Döşeme Boşluk Oranı

Kat	Kat Alanı(m^2)	Boşluk Alanı(m^2)	Oran	Sınır
8	390	54.20	0.14	0.33
7	390	107.60	0.28	0.33
6	451.6	138.05	0.31	0.33
5	457.5	131.60	0.29	0.33
4	390	26.40	0.07	0.33
3	390	87.60	0.22	0.33
2	390	26.40	0.07	0.33
1	390	26.40	0.07	0.33

Tablo 4.3'ten görüldüğü gibi her kat için döşeme boşluk oranı 0.33 sınır değerin altındadır.

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 bulunmamaktadır [2].

4.1.3 (A3) Planda Çıkıntılar Bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumudur. A3 türü düzensizliğin bulunduğu binalarda, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde deprem kuvvetlerini düşey taşıyıcı sistem elemanları arasında güvenle aktarabildiği hesapla doğrulanacaktır [2].

Tablo 4.4 : Planda Çıkıntılar Bulunması

Kat	L_x(m)	L_y(m)	a_x(m)	a_y(m)	Oran(x)	Oran(y)	Sınır
8	20	19.5	0	0	0	0	0.2
7	20	19.5	0	0	0	0	0.2
6	20	19.5	7	0	0.35	0	0.2
5	20	19.5	9	0	0.45	0	0.2
4	20	19.5	0	0	0	0	0.2
3	20	19.5	0	0	0	0	0.2
2	20	19.5	0	0	0	0	0.2
1	20	19.5	0	0	0	0	0.2

Tablo 4.4'den görüldüğü gibi yapıya ait 5. ve 6. katlarda x doğrultusunda mevcut yönetmelikteki %20 sınır değerinin aşıldığı görülmektedir. Bu durumda yönetmelikte konsol olarak binanın taşıyıcı sistemine bağlı, ancak bağımsız çalışan yapısal çıkıntılara etkiyen deprem kuvvetinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarıldığının hesapla doğrulanması belirtilmektedir. Fakat incelenen yapıda yapısal çıkıntılar, IPE400 profilleri ile bir üst katın kolonlarına bağlanmış ve konsol olarak çalışması engellenmiştir. Bu durumda yönetmelikteki koşul mevcut yapı için geçerli olmamaktadır. Ayrıca, yapının deprem yükü hesap yöntemi olarak, Mod Birleştirme Yöntemi seçilmiştir. Seçilen bu yöntemde, yapının kütlesi düğüm noktalarında toplanmakta ve yapıya etkiyen kat kesme kuvvetleri düğüm noktalarındaki yatay deprem yüklerinin toplamı olarak elde edilmektedir. Bu yüzden yapısal çıkıntıya etkiyen deprem kuvvetinin taşıyıcı sisteme aktarımı Mod Birleştirme Yöntemi ile program tarafından yapılmaktadır.

4.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

4.2.1 (B1) Komşu Katlar Arası Dayanım Zayıflığı

Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanının, bir üst kattaki etkili kesme alanına oranı olarak tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci}'nin 0.8'den küçük olması durumu.

$$\eta_{ci} = (A_e)_i / (A_e)_{i+1} < 0.8 \quad \textbf{(4.2)}$$

Herhangi bir katta etkili kesme alanının tanımı:

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0.15 \sum A_k \quad \textbf{(4.3)}$$

Sözkonusu düzensizlik çelik yapılar için geçerli olmayıp betonarme yapılarda oluşan bir düzensizliktir. Yapının zemin ve birinci katları betonarme olduğundan bu katlar için B1 düzensizliği kontrolü yapılmıştır.

Tablo 4.5 : X-Doğrultusunda Dayanım Düzensizliği

Kat	A-Kolon (m^2)	A-Perde (m^2)	A-Duvar (m^2)	Etkili Kesme Alanı(m^2)	Oran	Alt Sınır
1	16	12	0	28	1	0.8
Zemin	16	12	0	28	1	0.8

Tablo 4.6 : Y -Doğrultusunda Dayanım Düzensizliği

Kat	A-Kolon (m^2)	A-Perde (m^2)	A-Duvar (m^2)	Etkili Kesme Alanı(m^2)	Oran	Alt Sınır
1	16	11.625	0	27.625	1	0.8
Zemin	16	11.625	0	27.625	1	0.8

Tablo 4.5 ve Tablo 4.6'dan görüldüğü gibi, Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci} değeri her iki doğrultuda da 0.8 sınır değerinden büyük olduğundan yapıda zayıf kat düzensizliği bulunmamaktadır.

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

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama göreli kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama göreli kat

ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} 'nin 2.0'den fazla olması durumu.

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort} > 2.0 \quad \text{veya} \tag{4.4}$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{ort} > 2.0 \tag{4.5}$$

Göreli kat ötelemelerinin hesabı ±%5 ek dışmerkezlik etkileri de gözönüne alınarak yapılacaktır.

Tablo 4.7 : +X doğrultusunda Rijitlik Düzensizliği Katsayısı

Kat	$\mathbf{h_i}$	$\mathbf{d_i}$	$\mathbf{\Delta_i}$	$\mathbf{(\Delta_i/h_i)_{ort}}$	$\mathbf{\eta_{ki}}$	
	m	**m**	**m**		$\mathbf{(\Delta_i/h_i)_{ort}/(\Delta_{i+1}/h_{i+1})_{ort}}$	$\mathbf{(\Delta_i/h_i)_{ort}/(\Delta_{i-1}/h_{i-1})_{ort}}$
8	10.8	0.083	0.009	0.0009	-	0.853
7	15	0.073	0.015	0.0010	1.172	1.089
6	12.6	0.058	0.012	0.0009	0.918	1.085
5	13.9	0.046	0.012	0.0009	0.922	1.135
4	19.2	0.034	0.015	0.0008	0.881	0.913
3	12.6	0.020	0.011	0.0008	1.096	1.667
2	8.6	0.009	0.004	0.0005	0.600	0.971
1	9.315	0.005	0.005	0.0005	1.030	-

Tablo 4.8 : +Y doğrultusunda Rijitlik Düzensizliği Katsayısı

Kat	$\mathbf{h_i}$	$\mathbf{d_i}$	$\mathbf{\Delta_i}$	$\mathbf{(\Delta_i/h_i)_{ort}}$	$\mathbf{\eta_{ki}}$	
	m	**m**	**m**		$\mathbf{(\Delta_i/h_i)_{ort}/(\Delta_{i+1}/h_{i+1})_{ort}}$	$\mathbf{(\Delta_i/h_i)_{ort}/(\Delta_{i-1}/h_{i-1})_{ort}}$
8	10.8	0.075	0.009	0.0008	-	1.301
7	15	0.066	0.010	0.0006	0.769	0.798
6	12.6	0.057	0.010	0.0008	1.253	1.041
5	13.9	0.047	0.011	0.0008	0.961	1.101
4	19.2	0.036	0.013	0.0007	0.908	0.677
3	12.6	0.023	0.013	0.0010	1.478	1.518
2	8.6	0.010	0.006	0.0007	0.659	1.310
1	9.315	0.004	0.004	0.0005	0.764	-

Tablo 4.7 ve Tablo 4.8'den görüldüğü gibi, yapıda her iki doğrultuda da η_{ki} katsayısı 2.0 sınır değerini aşmadığından B2 düzensizliği yoktur.

4.2.3 (B3) Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

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

Yapıda bu tür düzensizlik mevcut değildir. +9.315m kotundan +102.015m kotuna kadar yapıda her iki doğrultuda süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdeler kullanılmıştır. -7.0m kotundan +9.315m kotuna kadar ise 75cm kalınlığında betonarme perdeler kullanılmıştır. Bu perdelerin kullanılmasını zorunlu kılan nedenler aşağıda belirtilmiştir:

- Betonarme perdesiz sistemde deprem yüklemesi sırasında +9.315 m kotunda komşu katlar arası rijitlik düzensizliği **(yumuşak kat)** olduğu görülmektedir.
- Betonarme perdesiz sistem tasarımında komşu katlar arası dayanım düzensizliği **(zayıf kat)** oluşmaktadır. +9.315 m kotundan itibaren başlayan çelik çaprazlar deprem yüklemesi sırasında perde davranışı göstermektedir. Bu nedenle +9.315m kotunda da etkili kesme alanının üst katlardaki gibi devam edebilmesi için betonarme perdeler kullanılmıştır. Diğer bir ifade ile üst katlarda çelik çaprazlarla oluşturulan perdeler, +9.315m kotundan itibaren betonarme perdelerle devam ettirilmiştir.
- Perdelerin kullanılmasının bir diğer nedeni ise her bir kolona gelen 1800 ton mertebesindeki tekil yüklerin temel sistemine düzgün yayılı olarak aktarılabilmesidir. Perdesiz sistemde dört tekil noktadan temele etkiyen yükler, perdeli sistemde düzgün yayılı şerit yükleme şeklinde temele aktarılmaktadır.
- Son olarak kullanılan betonarme perdeler +0.00 kotundan -7.0m kotuna kadar meydana gelecek yanal toprak etkilerini de karşılayacaktır.

4.3 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i , Denk(4.6) ile elde edilecektir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \qquad \textbf{(4.6)}$$

Denk.(4.6)'da d_i ve d_{i-1}, her bir deprem doğrultısı için binanın i'inci ve (i-1)'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yer değiştirmeleri göstermektedir.

Her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin göreli kat ötelemesi, δ_i, Denk.(4.7) ile elde edecektir.

$$\delta_i = R\Delta_i \qquad \textbf{(4.7)}$$

Her bir deprem doğrultusu için binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denk.(3.7) ile hesaplanan δ_i etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{max}$, Denk.(4.8)'de verilen koşulu sağlayacaktır.

$$\frac{(\delta_i)_{max}}{h_i} \le 0.02 \qquad \textbf{(4.8)}$$

Denk.(4.8)'de verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği arttırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

Tablo 4.9 : +X doğrultusunda Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü

Kat	**h_i**	**d_i-max**	**(Δ_i)max**	**(δ_i)max=RΔ_i**	**(δ_i)max/h_i**
	m	**m**	**m**	**m**	
8	10.8	0.0827	0.0094	0.0376	0.0035
7	15	0.0733	0.0153	0.0612	0.0041
6	12.6	0.058	0.0118	0.0472	0.0037
5	13.9	0.0462	0.012	0.048	0.0035
4	19.2	0.0342	0.0146	0.0584	0.0030
3	12.6	0.0196	0.0105	0.042	0.0033
2	8.6	0.0091	0.0043	0.0172	0.0020
1	9,315	0.0048	0.0048	0.0192	0.0021

Tablo 4.10 : +Y doğrultusunda Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü

Kat	h_i	d_i-max	(Δ_i)max	(δ_i)max=RΔ_i	(δ_i)max/h_i
	m	m	m	m	
8	10.8	0.0749	0.0089	0.0356	0.0033
7	15	0.066	0.0095	0.038	0.0025
6	12.6	0.0565	0.01	0.04	0.0032
5	13.9	0.0465	0.0106	0.0424	0.0031
4	19.2	0.0359	0.0133	0.0532	0.0028
3	12.6	0.0226	0.0129	0.0516	0.0041
2	8.6	0.0097	0.0058	0.0232	0.0027
1	9,315	0.0039	0.0039	0.0156	0.0021

Tablo 4.9 ve Tablo 4.10'dan, yapının her iki doğrultusu için hesaplanan göreli kat ötelemelerinin Denk.(4.8) de istenen sınır koşulu sağladığı görülmüştür.

4.4 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, ikinci mertebe etkileri yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde gözönüne alınabilir:

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda herbir katta, İkinci Mertebe Gösterge Değeri, θi'nin Denk.(4.9) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^{N} w_j}{V_i h_i} \le 0.12 \qquad \textbf{(4.9)}$$

Burada $(\Delta_i)_{ort}$, i'inci kattaki kolon ve perdelerde hesaplanan azaltılmış göreli kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeri olarak mevcut yönetmelikte yer alan kurallara göre bulunacaktır.

Tablo 4.11 : +X Doğrultusunda İkinci Mertebe Kontrolü

Kat	h_i	Δ_i-ort	w_i	$\sum w_i$	F_{xi}	V_i	θ_i
	m	m	ton	ton	ton	ton	
8	10.8	0.0073	361.33	361.33	57.11	57.11	0.00428
7	15	0.01075	650.02	1011.35	81.8	138.91	0.00522
6	12.6	0.0093	727.16	1819.09	32.08	170.99	0.00785
5	13.9	0.01015	807.74	2626.83	19.5	190.49	0.01007
4	19.2	0.01235	838.13	3464.96	32.23	222.72	0.01001
3	12.6	0.0082	950.49	4415.45	65.71	288.43	0.00996
2	8.6	0.00385	310.1	4725.55	3.04	291.47	0.00726
1	9.315	0.0037	2516.34	7241.89	102.36	393.83	0.00001

Tablo 4.12 : +Y Doğrultusunda İkinci Mertebe Kontrolü

Kat	h_i	Δ_i-ort	w_i	$\sum w_i$	F_{xi}	V_i	θ_i
	m	m	ton	ton	ton	ton	
8	10.8	0.00715	361.33	361.33	57.11	57.11	0.00419
7	15	0.01405	650.02	1011.35	81.8	138.91	0.00682
6	12.6	0.00635	727.16	1819.09	32.08	170.99	0.00536
5	13.9	0.01205	807.74	2626.83	19.5	190.49	0.01195
4	19.2	0.01225	838.13	3464.96	32.23	222.72	0.00993
3	12.6	0.0104	950.49	4415.45	65.71	288.43	0.01264
2	8.6	0.005	310.1	4725.55	3.04	291.47	0.00943
1	9.315	0.0035	2516.34	7241.89	102.36	393.83	0.00001

Yapılan kontroller sonucunda +X ve +Y doğrultularında İkinci Mertebe Gösterge Değeri, θ_i için sınır değer olan 0.12'nin hiçbir katta aşılmadığı görülmüştür.

5. TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARININ ve BİRLEŞİMLERİN 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE KONTROLÜ

Yapının her iki yöndeki taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlar kullanılmış mafsallı çerçevelerden oluşmaktadır. Süneklik düzeyi normal çelik çaprazlı perdelerin boyutlandırılmasında uygulanması gereken kurallar aşağıda belirtilmiştir.

5.1 Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler

5.1.1 Enkesit Koşulları

Süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, gerekli yerel burkulma kontrollarının yapılması koşulu ile, bu sınırların aşılmasına izin verilebilir.

Tablo 5.1 : Eğilme Etkisindeki Elemanların Enkesitleri

Eleman Tanımı	**Başlık Genişliği**	**Başlık Kalınlığı**	**Gövde Yüksekliği**	**Gövde Kalınlığı**
Eğilme Etkisindeki I Kesitler	**b (mm)**	**t (mm)**	**h (mm)**	**t_w(mm)**
IPE200	100	8.5	159	5.6
IPE300	150	10.7	248.6	7.1
IPE400	180	13.5	331	8.6
IPE500	200	16	426	10.2
IPE600	220	19	514	12
HE320A	300	15.5	225	9
I700	350	30	640	15
I800	350	30	740	15
I900	600	60	780	30
I1000	400	30	940	15
I1200	550	30	1140	15
I1500	600	30	1440	15
I1800	700	40	1720	20
I1800Y2	700	50	1700	25
I1800Y3	700	60	1680	30

Tablo 5.2 : Eğilme Etkisindeki Elemanların Enkesit Koşullarının Kontrolü

Eleman Tanımı	Malzeme	Başlık Narinlik Oranı	Süneklik Düzeyi Normal Sistem	Gövde Narinlik Oranı	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
		b/2t	Sınır Değer	h/t_w	Sınır Değer
IPE200	ST44	5.88	13.57	28.39	135.72
IPE300	ST44	7.01	13.57	35.01	135.72
IPE400	ST44	6.67	13.57	38.49	135.72
IPE500	ST44	6.25	13.57	41.76	135.72
IPE600	ST44	5.79	13.57	42.83	135.72
HE320A	ST44	9.68	13.57	25.00	135.72
I700	ST52	5.83	12.07	42.67	120.76
I800	ST52	5.83	12.07	49.33	120.76
I900	ST52	5.00	12.07	26.00	120.76
I1000	ST52	6.67	12.07	62.67	120.76
I1200	ST52	9.17	12.07	76.00	120.76
I1500	ST52	10.00	12.07	96.00	120.76
I1800	ST52	8.75	12.07	86.00	120.76
I1800Y2	ST52	7.00	12.07	68.00	120.76
I1800Y3	ST52	5.83	12.07	56.00	120.76

Tablo 5.2'den görüldüğü gibi eğilme etkisindeki elemanlar, enkesit koşulları için mevcut yönetmelikte öngörülen sınır değerleri aşmamaktadır.

Tablo 5.3 : Eğilme ve Eksenel Basınç Etkisindeki Elemanların Enkesitleri

Eleman Tanımı	Başlık Genişliği	Başlık Kalınlığı	Gövde Yüksekliği	Gövde Kalınlığı
Eğilme ve Eksenel Basınç Etkisinde I Kesitler	b (mm)	t (mm)	h (mm)	t_w(mm)
HAC1200	700	40	1120	20
HAC1200-15	700	30	1140	15
C600	550	30	540	20

Tablo 5.4 : Eğilme ve Eksenel Basınç Etkisindeki Elemanların Enkesit Koşullarının Kontrolü

Eleman Tanımı	Malzeme	Başlık Narinlik Oranı	Süneklik Düzeyi Normal Sistem	Gövde Narinlik Oranı	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
		b/2t	Sınır Değer	h/t_w	Sınır Değer
HAC1200	ST52	8.75	12.07	56	83.9
HAC1200-15	ST52	11.67	12.07	76	82.84
C600	ST52	9.17	12.07	27	86.6

Tablo 5.4'den görüldüğü gibi eğilme ve eksenel basınç etkisindeki elemanlar, enkesit koşulları için mevcut yönetmelikte öngörülen sınır değerleri aşmamaktadır.

Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır. Çok parçalı çaprazlarda her çubukta en az iki bağ levhası kullanılacaktır. Sadece çekme kuvveti taşıyacak şekilde hesaplanan çaprazlarda ise narinlik oranı 250'yi aşmayacaktır.

Yapıda bütün katlardaki çapraz elemanların narinlik kontrolü yapılmış ve bu katlardan en olumsuz olanı Tablo 5.5'de gösterilmiştir.

Tablo 5.5 : Çapraz Elemanının Narinlik Kontrolü

Kat No	Eleman No	Burkulma Boyu Katsayısı		Eleman Boyu (cm)	Atalet Yarıçapı (cm)		Burkulma Boyu (cm)		Narinlik Değeri		Sınır Değer
		S_{kx}	S_{ky}	L	i_x	i_y	L_x	L_y	λ_x	λ_y	λ_{max}
7	D49	1	1	1803	25.9	13.8	1803	1803	69.61	130.65	96.6
	D50	1	1	1803	25.9	13.8	1803	1803	69.61	130.65	96.6
	D59	1	1	1803	25.9	13.8	1803	1803	69.61	130.65	96.6
	D60	1	1	1803	25.9	13.8	1803	1803	69.61	130.65	96.6
	D91	1	1	1789	25.9	13.8	1789	1789	69.07	129.64	96.6
	D93	1	1	1789	25.9	13.8	1789	1789	69.07	129.64	96.6
	D105	1	1	1789	25.9	13.8	1789	1789	69.07	129.64	96.6
	D107	1	1	1789	25.9	13.8	1789	1789	69.07	129.64	96.6

Tablo 5.5'den görüldüğü gibi, mevcut çapraz elemanları 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre narin kalmaktadır. Bu durumda mevcut çapraz elemanlar, yönetmelikte öngörülen narinlik sınırı koşulunu sağlaması için güçlendirilmelidir.

5.2 Özel Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar

V veya ters V çapraz sistemlerinin sağlaması gereken ek koşullar aşağıda verilmiştir.

- Çaprazların bağlandığı kirişler sürekli olacaktır.
- Çaprazlar düşey yüklerin ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında boyutlandırılacaktır. Ancak çaprazların bağlandığı kirişler ve uç bağlantıları, çaprazların yok sayılması durumunda, kendi üzerindeki düşey yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılacaktır.

5.3 Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

Kirişlerin üst ve alt başlıkları yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki l_b uzaklığı

$$l_b = 0.124 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \qquad \textbf{(5.1)}$$

koşulunu sağlayacaktır. Ayrıca, tekil yüklerin etkidiği noktalar, kiriş enkesitinin ani olarak değiştiği noktalar ve sistemin lineer olmayan şekil değiştirmesi sırasında plastik mafsal oluşabilecek noktalar da yanal doğrultuda mesnetlenecektir.

Yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli basınç ve çekme dayanımı, kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.02'sinden daha az olmayacaktır.

5.4 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Tahkiki

5.4.1 Kolonlarda Gerilme Tahkiki

Eksantirik bir basınç kuvveti veya merkezi basınç kuvveti ile beraber M_x ve/veya M_y eğilme momentlerine çalışan çubuklarda burkulma tahkiki ve burkulmasız bir gerilme tahkiki

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}}+\frac{C_{mx}\times\sigma_{bx}}{\left(1-\frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right)\times\sigma_{Bx}}+\frac{C_{my}\times\sigma_{by}}{\left(1-\frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right)\times\sigma_{By}}\le 1 \qquad \textbf{(5.2a)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6\times\sigma_a}+\frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}}+\frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}}\le 1 \qquad \textbf{(5.2b)}$$

formülleri ile yapılır. Eğer $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}}\le 0.15$ ise yukarıdaki formüller yerine

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}}+\frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}}+\frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}}\le 1 \qquad \textbf{(5.3)}$$

formülü kullanılabilir.

Denklem (5.2) ve (5.3)'deki σ_{Bx} λ_{yb}'nin değerine göre Denklem (5.4a) veya (5.4b) ile hesaplanır. Enkesitte basınç başlığı dolu kesit, dikdörtgene yakın formda ve alanı da çekme başlığı alanından küçül değil ve Denklem (5.5) şartı sağlanıyorsa Denklem (5.4c) hesaplanır. Bu iki değerden büyük olanı Denklem (5.5) şartı da gözetilerek hesaplanır. [4]

$$\lambda_{yb}\le\sqrt{\frac{3\times10^7\times C_b}{\sigma_a}}\ \text{ise}\ \sigma_{Bx}=\left[\frac{2}{3}-\frac{\sigma_a\times\lambda_{yb}^2}{9\times10^7\times C_b}\right]\times\sigma_a \qquad \textbf{(5.4a)}$$

$$\lambda_{yb}>\sqrt{\frac{3\times10^7\times C_b}{\sigma_a}}\ \text{ise}\ \sigma_{Bx}=\frac{10^7\times C_b}{\lambda_{yb}^2} \qquad \textbf{(5.4b)}$$

$$\sigma_{Bx}=\frac{84\times10^4\times C_b}{s_{Ky}\times\frac{d}{F_b}} \qquad \textbf{(5.4c)}$$

$$\sigma_{Bx}\le 0.6\times\sigma_a \qquad \textbf{(5.5)}$$

Denklem (5.2a)'da σ'_{ey} Denklem (5.6)'ya göre hesaplanır.

$$\sigma'_{ey}=\frac{829\times10^4}{\lambda_x^2} \qquad \textbf{(5.6)}$$

Denk.(5.2)'deki C_m Ek A'ya göre, Denk.(5.4)'deki C_b Ek B'ye göre hesaplanmıştır.

HAC1200 Kolonunun Tahkiki:

+9.315m kotunda yer alan HAC1200 kolonunda en elverişsiz kesit tesirleri YÜK11 yüklemesinde meydana gelmiştir. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler ;

P=1796.7 t M_x=54.774 tm M_y=112.502 tm V_x=10.72 t V_y=3.54 t

Kolonun mekanik özellikleri;

F=1568 cm^2, I_x=I_y= 2347483 cm^4 , W_x =W_y= 39125 cm^3, i_x=i_y=38.7 cm, l=8.6 m

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{1.0 \times 860}{38.7} = 22.22$$

Narinlik λ<20 olursa basınç emniyet gerilmesi çekme emniyet gerilmesine eşit alınır.

ST52 için w tablosundan λ=22.22 için w= 1.07

ST52 için $\sigma_{çem} = 2484 kg/cm^2$ (HZ)

$$\sigma_{bem,x} = \frac{\sigma_{çem}}{w} = \frac{2484}{1.07} = 2321.5 kg/cm^2$$

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

Momentlerin oranı M_1/M_2, eğer M_1 ve M_2 aynı işarete sahipse (iki yönlü eğilme) pozitif, ayrı işarete sahipse (tek yönlü eğilme) negatiftir. Fakat yanal mesnetler arasında herhangi bir noktadaki moment uç momentlerinden fazla ise C_b=1.0 olarak alınmalıdır [6].

$$C_{b,x} = 1.75 - 1.05\left(\frac{24.56}{54.77}\right) + 0.3\left(\frac{24.56}{54.77}\right)^2 = 1.34 \qquad \text{(EK-B)}$$

$F_b = 4 \times 70 + 2 \times (112/6) = 317.33$ cm^2 (Basınç başlığı alanı)

$I_{yb} = 4 \times 70^3/12 + 18.66 \times 2^3/12 = 114345.77$ cm^4

$i_{yb} = \sqrt{114345.77/317.32} = 18.986$ cm

$\lambda_{yb} = 860/18.986 = 45.3$

$$\lambda_{yb} = 45.3 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1.34}{3600}} = 105.67 \text{ ise}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{4140 \times 45.3^2}{90000000 \times 1.34}\right] \times 4140 = 2468.4 \text{kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4a)}$$

σ_a HZ yüklemesinde $3600 \times 1.15 = 4140$ kg/cm^2'dir.

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.34}{860 \times \frac{120}{317.33}} = 3461.11 \text{ kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4c)}$$

3461.11>2468.4 ve $\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times \sigma_a$ olmalıdır.

$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 3600 \times 1.15 = 2484$ kg/cm^2 ise

$\sigma_{Bx} = 2468.4 \text{kg/cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_e' = \frac{8290000}{\left(K \times \frac{S_b}{i_b}\right)^2} \text{ ise}$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{8290000}{\left(1.0 \times \frac{860}{38.7}\right)^2} = 16787.25 kg/cm^2 \text{ olur.}$$

Düğüm noktalarının ötelenmesine müsaade edilmeyen çerçevelerde ve üzerinde eğilmenin düşünüldüğü düzlemde yük almayan çubuklarda,

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Burada $\frac{M_1}{M_2}$ çubuğun iki ucundaki eğilme momentlerinden küçüğünün büyüğüne oranıdır. Bu oran iki uçtaki eğrilik aksi yönde ise pozitif, aynı yönde ise negatif olarak alınacaktır.

M_{1x}=24.56 tm ve M_{2x}= -54.77 tm olduğundan bu değer pozitif olacaktır.

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\frac{24.56}{54.77} = 0.42 \text{ ve } 0.42 \geq 0.4 \text{ koşulu da sağlanmıştır.}$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{1.0 \times 860}{38.7} = 22.22$$

ST52 için w tablosundan λ=22.22 için w= 1.07

ST52 için $\sigma_{çem} = 2484 kg/cm^2$ (HZ)

$$\sigma_{bem,y} = \frac{\sigma_{çem}}{w} = \frac{2484}{1.07} = 2321.5 kg/cm^2$$

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

$$C_{b,y} = 1.75 + 1.05\left(\frac{86.0}{112.5}\right) + 0.3\left(\frac{86.0}{112.5}\right)^2 = 2.72 \text{ ise } C_{b,y} = 2.3 \text{ alınır.} \qquad \text{(EK-B)}$$

$F_b = 4 \times 70 + 2 \times (112/6) = 317.33 \text{ cm}^2$ (Basınç başlığı alanı)

$I_{xb} = 4 \times 70^3/12 + 18.66 \times 2^3/12 = 114345.77 \text{ cm}^4$

$i_{xb} = \sqrt{114345.77/317.32} = 18.986 \text{ cm}$

$\lambda_{xb} = 860/18.986 = 45.3$

$$\lambda_{xb} = 45.3 < \sqrt{\frac{30000000 \times 2.3}{3600}} = 138.44$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{4140 \times 45.3^2}{90000000 \times 2.3}\right] \times 4140 = 2590.0 \text{kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4a)}$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{860 \times \frac{120}{317.33}} = 5940.71 \text{ kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4c)}$$

5940.71>2590.0 ve $\sigma_{By} \le 0.6 \times \sigma_a$ olmalıdır.

$\sigma_{By} \le 0.6 \times 3600 \times 1.15 = 2484 \text{ kg/cm}^2$ ise

$\sigma_{By} = 2468.4 \text{kg/cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_{ey}' = \frac{8290000}{\left(1.0 \times \frac{860}{38.7}\right)^2} = 16787.25 kg/cm^2$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\frac{86.0}{112.5} = 0.906 \ge 0.4$$

$\sigma_{eb} = 1796.7 \times 10^3/1568 = 1145.86 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{1145.86}{2321.5} = 0.493 \geq 0.15$$ Denk.5.2 kullanılamaz.

$$\frac{1145.86}{2321.5} + \frac{0.42 \times 140.0}{\left(1 - \frac{1145.86}{16787.25}\right) \times 2468.4} + \frac{0.906 \times 287.55}{\left(1 - \frac{1145.86}{16787.25}\right) \times 2484} = 0.63 \leq 1 \quad \textbf{(5.2a)}$$

$$\frac{1145.86}{2484} + \frac{140}{2468.4} + \frac{287.55}{2484} = 0.63 \leq 1 \quad \textbf{(5.2b)}$$

Kesit yeterlidir.

HAC1200-15 Kolonunun Tahkiki:

+30.515m kotunda yer alan HAC1200-15 kolonunda en elverişsiz kesit tesirleri YÜK2 yüklemesinde meydana gelmiştir. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler ;

P=1017.02 t M_x=47.08 tm M_y=74.82 tm V_x=9.65 t V_y=11.1 t

Kolonun mekanik özellikleri;

F=1182 cm^2, $I_x=I_y$= 1794385.06 cm^4 , $W_x = W_y$= 29906.42 cm^3, $i_x=i_y$=38.96 cm, l=19.2 m

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{0.5 \times 1920}{38.96} = 24.64$$

ST52 için w tablosundan λ=24.64 için w= 1.08

ST52 için $\sigma_{çem} = 2160 kg/cm^2$ (H)

$$\sigma_{bem,x} = \frac{\sigma_{çem}}{w} = \frac{2160}{1.08} = 2000 kg/cm^2$$

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

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05\left(\frac{19.05}{47.0}\right) + 0.3\left(\frac{19.05}{47.0}\right)^2 = 2.22 \leq 2.3$$

$F_b = 3 \times 70 + 1.5 \times (114/6) = 238.5$ cm^2 (Basınç başlığı alanı)

$I_{yb} = 3 \times 70^3/12 + 19 \times 1.5^3/12 = 85755.34$ cm^4

$i_{yb} = \sqrt{85755.34/238.5} = 18.96$ cm

$\lambda_{yb} = 0.5 \times 1920/18.96 = 50.63$

$\lambda_{yb} = 50.63 < \sqrt{\dfrac{30000000 \times 2.22}{3600}} = 136.014$ ise

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \times 50.63^2}{90000000 \times 2.22}\right] \times 3600 = 2233.73 \text{kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4a)}$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.22}{0.5 \times 1920 \dfrac{120}{238.5}} = 3860.72 \text{ kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4c)}$$

3860.72>2233.73 ve $\sigma_{Bx} \le 0.6 \times \sigma_a$ olmalıdır.

$\sigma_{Bx} \le 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kg/cm}^2$ ise

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

$\sigma_e' = \dfrac{8290000}{\left(K \times \dfrac{S_b}{i_b}\right)^2}$ ise

$\sigma_{ex}' = \dfrac{8290000}{\left(\dfrac{0.5 \times 1920}{38.96}\right)^2} = 13653.69 kg/cm^2$ olur.

$C_{mx} = 0.6 - 0.4\dfrac{19.05}{47.0} = 0.44$ ve $0.44 \ge 0.4$ koşulu da sağlanmıştır.

$\lambda_y = \dfrac{S_{ky}}{i_y} = \dfrac{0.5 \times 1920}{38.96} = 24.64$

ST52 için w tablosundan λ=22.22 için w= 1.08

ST52 için $\sigma_{çem} = 2160 kg/cm^2$ (H)

$\sigma_{bem,y} = \dfrac{\sigma_{çem}}{w} = \dfrac{2160}{1.08} = 2000 kg/cm^2$

$C_b = 1.75 + 1.05\left(\dfrac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\dfrac{M_1}{M_2}\right)^2 \le 2.3$ olmalıdır.

$$C_{by} = 1.75 - 1.05\left(\frac{68.98}{74.82}\right) + 0.3\left(\frac{68.98}{74.82}\right)^2 = 1.04 \le 2.3 \qquad \text{(EK-B)}$$

$F_b = 3 \times 70 + 1.5 \times (114/6) = 238.5 \text{ cm}^2$ (Basınç başlığı alanı)

$I_{xb} = 3 \times 70^3/12 + 19 \times 1.5^3/12 = 85755.34 \text{ cm}^4$

$i_{xb} = \sqrt{85755.34/238.5} = 18.96 \text{ cm}$

$\lambda_{xb} = 0.5 \times 1920/18.96 = 50.63$

$$\lambda_{xb} = 50.63 < \sqrt{\frac{30000000 \times 1.04}{3600}} = 93.09$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \times 50.63^2}{90000000 \times 1.04}\right] \times 3600 = 2016.10 \text{kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4a)}$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.04}{0.5 \times 1920 \dfrac{120}{238.5}} = 1808.63 \text{ kg/cm}^2 \qquad \textbf{(5.4c)}$$

592016.10>1808.63 ve $\sigma_{By} \le 0.6 \times \sigma_a$ olmalıdır.

$\sigma_{By} \le 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kg/cm}^2$ ise

$\sigma_{By} = 2016.10 \text{kg/cm}^2$ olarak alınır.

$$\sigma_{ey}' = \frac{8290000}{\left(\dfrac{0.5 \times 1920}{38.96}\right)^2} = 13653.69 kg/cm^2$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\frac{68.98}{74.82} = 0.968 \ge 0.4$$

$\sigma_{eb} = 1017.02 \times 10^3/1182 = 860.42 \text{ kg/cm}^2$

$\dfrac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \dfrac{860.42}{2000} = 0.43 \ge 0.15$ olduğundan Denk.5.2 kullanılamaz.

$$\frac{860.42}{2000} + \frac{0.44 \times 157.42}{\left(1 - \dfrac{860.42}{13653.69}\right) \times 2160} + \frac{0.968 \times 250.18}{\left(1 - \dfrac{860.42}{13653.69}\right) \times 2016.10} = 0.59 \le 1 \qquad \textbf{(5.2a)}$$

$$\frac{860.42}{2160}+\frac{157.42}{2160}+\frac{258.18}{2016.10}=0.6\le 1 \qquad \textbf{(5.2b)}$$

Kesit yeterlidir.

5.4.2 Çerçeve Kirişlerinde Gerilme ve Sehim Tahkiki

Yapının çerçeve kirişleri aynı zamanda çaprazların bağlandığı kirişlerdir. Mevcut yönetmeliğe göre çaprazların bağlandığı kirişler ve uç bağlantıları, çaprazların yok sayılması durumunda, kendi üzerindeki düşey yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılacaktır. Yapının bütün çerçeve kirişleri ST52 kalitesindeki levhalardan oluşan kaynaklı dolu gövdeli yapma kirişlerdir. TS648'e göre yapma dolu gövdeli kirişlerin sağlaması gereken koşullar aşağıda incelenmiştir.

5.4.2.1 Gövde Levhası

Başlıklar arasındaki net gövde yüksekliğinin (d_g), gövde kalınlığına oranı (t_g)

$$\frac{d_g}{t_g}\le\frac{950}{\sqrt{\sigma_a(\sigma_a+1.2)}} \qquad \textbf{(5.7)}$$

değerini aşmamalıdır. [6]

$$\frac{d_g}{t_g}\le\frac{950}{\sqrt{\sigma_a(\sigma_a+1.2)}}=228.53 \quad (\text{St 52 için } \sigma_a=3.6\ t/cm^2)$$

Tablo 5.6 : Gövde Levhası Kontrolü

Kiriş	Malzeme	h(mm)	b_f(mm)	t_f(mm)	t_g(mm)	d_g(mm)	Oran d_g/t_g
I1200	ST52	1200	550	30	15	1140	76
I1500	ST52	1500	600	30	15	1440	96
I1800	ST52	1800	700	40	20	1720	86
I1800Y2	ST52	1800	700	50	25	1700	68
I1800Y3	ST52	1800	700	60	30	1680	56

Tablo 5.6'dan görüldüğü gibi dg/tg oranı sınır değeri aşmamaktadır.

5.4.2.2 Başlık Levhası

Başlığın kalınlığı, başlığın boyunca berkitmeli olup olmamasına göre iki durumda incelenmelidir. Başlıkların genişliği yüke paralel serbest yüzden başlığı gövdeye bağlayan kaynağa olan mesafedir. Bu genişlik sıcak haddelenmiş I profillerde adı geçen profil başlık mesafesinin yarısı olarak alınır. Ayrıca kaynaklı yapma dolu gövdeli kirişlerde başlıkların kalınlıkları veya genişlikleri ilave levhalarla takviye edilebilir.

- Berkitmesiz Başlıklar

Başlığın tamamının meydana gelen gerilmelerin aktarılmasında gözönüne alınabilmesi için başlık genişliğinin (b_f), başlık kalınlığına (t_f) oranı

$$\frac{b_f'}{t_f} \le \frac{25}{\sqrt{\sigma_a}} \qquad \textbf{(5.8)}$$

değerini aşmamalıdır. [6]

$$\frac{b_f'}{t_f} \le \frac{25}{\sqrt{3.6}} = 13.17 \quad (\text{St 52 için } \sigma_a = 3.6\ t/cm^2\ )$$

Denklem (5.8)'deki b_f' Denklem (5.9) ile hesaplanmıştır. [6]

$$b_f' = \frac{b_f - t_g}{2} \qquad \textbf{(5.9)}$$

Tablo 5.7 : Başlık Levhası Kontrolü

Kiriş	Malzeme	h(mm)	b_f(mm)	t_f(mm)	t_g(mm)	b_f'(mm)	Oran b_f'/t_f
I1200	ST52	1200	550	30	15	267.5	8.92
I1500	ST52	1500	600	30	15	292.5	9.75
I1800	ST52	1800	700	40	20	340	8.50
I1800Y2	ST52	1800	700	50	25	325	6.50
I1800Y3	ST52	1800	700	60	30	335	5.58

Tablo 5.7'den görüldüğü üzere b_f'/t_f oranı öngörülen sınır değeri aşmamaktadır.

Dolu gövdeli çerçeve kirişleri enkesit koşullarını (kompaktlık şartını) sağladığı için buruşma tahkiki yapılmasına gerek kalmamıştır.

Yapma kirişlerin boyutlandırılmasında yanal burkulma probleminin olmaması için kesitlerin kompakt kesit seçilmesine özen gösterilmiştir. Kirişlerde yanal burkulma olmamasına bir başka sebep ise tali kirişler ve 5mm kalınlığındaki sac döşemeden dolayı kiriş üst başlıklarının sık ara ile tutulu kabulü yapılmasıdır.

Kirişlerde normal kuvvet olmadığı için gerilme, makaslama ve kıyaslama tahkikleri Denklem (5.10), Denklem (5.11) ve Denklem (5.12)'ye göre yapılmıştır [6].

$$\sigma = \frac{M}{\omega} \leq \sigma_{çem} \tag{5.10}$$

$$\tau_0 = \frac{Q_{max}}{F_{gövde}} \leq \tau_{em} \left(\frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} \right) \tag{5.11}$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \leq \begin{Bmatrix} 0.75\ \sigma_a \text{ (H) Yüklemesi} \\ 0.80\ \sigma_a \text{ (HZ) Yüklemesi} \end{Bmatrix} \tag{5.12}$$

Sehim tahkikinde ise en elverişsiz yüklemeden oluşan deplasman değerleri ETABS V9.0.4 programından okunup çerçeve kirişlerde l/300 üst sınır değer olarak alınmıştır.

5.4.2.3 Çerçeve Kiriş Tahkikleri

I1200: (St 52 $\sigma_a = 3600\ kg/cm^2$)

+ 63.615 kotu, A aksı üzerindeki kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 432.28x10^5 kgcm, V = 55800 kg, N = 0 kg

I1200 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

ω_x = 21913.05 cm3, Fgövde = 114×1.5 = 171 cm^2, l = 1950 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{432.28 \times 10^5}{21913.05} = 1972.7\ kg/cm^2 \leq \sigma_{çem} = 2160\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 55800/171 = 326.32\ kg/cm^2 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250\ kg/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1972.7^2 + 3 \times 326.32^2} = 2052.07 \leq 0.75 \times \sigma_a = 2700\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 5.8 cm < 1950/300 = 6.5 cm

Kesit yeterlidir.

I1500: (St 52 $\sigma_a = 3600\ \text{kg/cm}^2$)

+ 102.015 kotu, B aksı üzerindeki kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 376.39 $\times 10^5$ kgcm, V = 19665 kg, N = 0 kg

I1500 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 30911.04\ \text{cm}^3$, $F_{\text{gövde}} = 144 \times 1.5 = 216\ \text{cm}^2$, l = 1950 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{376.39 \times 10^5}{30911.04} = 1217.66\ \text{kg/cm}^2 \le \sigma_{\text{çem}} = 2160\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 19665/216 = 91.04\ \text{kg/cm}^2 \le \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 1250\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1217.66^2 + 3 \times 91.04^2} = 1227.83 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 2.7 cm < 1950/300 = 6.5 cm

Kesit yeterlidir.

I1800: (St 52 $\sigma_a = 3600\ \text{kg/cm}^2$)

+ 76.215 kotu, B aksı üzerindeki kiriş YÜK 2 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 1016.183 kgcm, V = 87604 kg, N = 0 kg

I1800 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 57616.23\ \text{cm}^3$, $F_{\text{gövde}} = 172 \times 2 = 344\ \text{cm}^2$, l = 1950 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{1016.183 \times 10^5}{57616.23} = 1763.71 \text{ kg/cm}^2 \le \sigma_{çem} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 87604/344 = 254.66 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1763.71^2 + 3 \times 254.66^2} = 1818.03 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 3.0 cm < 1950/300 = 6.5 cm

Kesit yeterlidir.

I1800Y2: (St 52 $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

+ 49.715 kotu, 2 aksı üzerindeki kiriş YÜK 2 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 3053.65×105 kgcm, V = 221430 kg, N = 0 kg

I1800Y2 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 70937.5$ cm3, Fgövde = 170×2.5 = 425 cm^2, l = 1950 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{3053.65 \times 10^5}{70937.5} = 4304.7 \text{ kg/cm}^2 \ge \sigma_{çem} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 221430/425 = 521.01 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4304.7^2 + 3 \times 521.01^2} = 4398.27 \ge 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 4.1 cm < 1950/300 = 6.5 cm

Kesit tesirleri sonucu oluşan gerilmeler emniyet gerilmelerini aştığından kesit yetersizdir.

I1800Y3: (St 52 $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

+ 30.515 kotu, B aksı üzerindeki kiriş YÜK 2 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 1850.34×10^5 kgcm, V = 77400 kg, N = 0 kg

I1800Y3 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

ω_x = 83843.2 cm^3, $F_{gövde} = 168\times3 = 504\,cm^2$, l = 1950 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{1850.34\times10^5}{83843.2} = 2206.9\ kg/cm^2 \geq \sigma_{çem} = 2160\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 77400/504 = 153.57\ kg/cm^2 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250\ kg/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2206.9^2 + 3\times153.57^2} = 2222.87 \leq 0.75\times\sigma_a = 2700\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 5.8 cm < 1950/300 = 6.5 cm

Kesit yeterlidir.

5.4.3 Tali Kirişlerde Gerilme ve Sehim Tahkiki

Yapının tali kirişleri ST52 kalitesindeki levhalardan oluşan kaynaklı dolu gövdeli yapma kirişler ve hadde profilleri olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır. TS 648'e göre yapma dolu gövdeli kirişlerin sağlaması gereken koşullar aşağıda incelenmiştir.

5.4.3.1 Gövde Levhası

Başlıklar arasındaki net gövde yüksekliğinin (d_g), gövde kalınlığına oranı (t_g)

$$\frac{d_g}{t_g} \leq \frac{950}{\sqrt{\sigma_a(\sigma_a + 1.2)}} \qquad \textbf{(5.7)}$$

değerini aşmamalıdır. [6]

$$\frac{d_g}{t_g} \leq \frac{950}{\sqrt{\sigma_a(\sigma_a + 1.2)}} = 228.53 \quad (\text{St 52 için } \sigma_a = 3.6\ t/cm^2)$$

Tablo 5.8 : Gövde Levhası Kontrolü

Kiriş	Malzeme	h(mm)	b_f(mm)	t_f(mm)	t_g(mm)	d_g(mm)	Oran d_g/t_g
I700	ST52	700	350	30	15	670	44.67
I800	ST52	800	350	30	15	770	51.33
I900	ST52	900	600	60	30	840	28.00
I1000	ST52	1000	400	30	15	970	64.67
I1200	ST52	1200	550	30	15	1140	76.00
I1500	ST52	1500	600	30	15	1440	96.00
I1800	ST52	1800	700	40	20	1720	86.00
I1800Y2	ST52	1800	700	50	25	1700	68.00
I1800Y3	ST52	1800	700	60	30	1680	56.00

Tablo 5.8'den görüldüğü gibi, d_g/t_g oranı sınır değeri aşmamaktadır.

5.4.3.2 Başlık Levhası

- Berkitmesiz Başlıklar

Başlığın tamamının meydana gelen gerilmelerin aktarılmasında gözönüne alınabilmesi için başlık genişliğinin (b_f), başlık kalınlığına (t_f) oranı

$$\frac{b_f^{'}}{t_f} \le \frac{25}{\sqrt{\sigma_a}} \qquad \textbf{(5.8)}$$

değerini aşmamalıdır [6].

$$\frac{b_f^{'}}{t_f} \le \frac{25}{\sqrt{3.6}} = 13.17 \quad (\text{St 52 için } \sigma_a = 3.6\ t/cm^2\ )$$

Denklem (5.8)'deki $b_f^{'}$ Denklem (5.9) ile hesaplanmıştır [6].

$$b_f^{'} = \frac{b_f - t_g}{2} \qquad \textbf{(5.9)}$$

Tablo 5.9 : Başlık Levhası Kontrolü

Kiriş	Malzeme	h(mm)	b_f(mm)	t_f(mm)	t_g(mm)	b_f'(mm)	Oran b_f'/t_f
I700	ST52	700	350	30	15	167.5	5.58
I800	ST52	800	350	30	15	167.5	5.58
I900	ST52	900	600	60	30	285	4.75
I1000	ST52	1000	400	30	15	192.5	6.42
I1200	ST52	1200	550	30	15	267.5	8.92
I1500	ST52	1500	600	30	15	292.5	9.75
I1800	ST52	1800	700	40	20	340	8.50
I1800Y2	ST52	1800	700	50	25	325	6.50
I1800Y3	ST52	1800	700	60	30	335	5.58

Tablo 5.9'dan görüldüğü üzere b_f'/t_f oranı öngörülen sınır değeri aşmamaktadır.

Dolu gövdeli tali kirişler enkesit koşullarını (kompaktlık şartını) sağladığı için buruşma tahkiki yapılmasına gerek kalmamıştır.

5.4.3.3 Tali Kiriş Tahkikleri

Tali kirişlerde normal kuvvet olmadığı için gerilme, makaslama ve kıyaslama tahkikleri Denklem (5.10), Denklem (5.11) ve Denklem (5.12)'ye göre yapılmıştır [7].

$$\sigma = \frac{M}{\omega} \le \sigma_{çem} \qquad \textbf{(5.10)}$$

$$\tau_0 = \frac{Q_{max}}{F_{gövde}} \le \tau_{em}\left(\frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}}\right) \qquad \textbf{(5.11)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\times\tau^2} \le \left\{\begin{matrix} 0.75\ \sigma_a \text{ (H) Yüklemesi} \\ 0.80\ \sigma_a \text{ (HZ) Yüklemesi} \end{matrix}\right\} \qquad \textbf{(5.12)}$$

IPE200: $(\text{St } 44\, \sigma_a = 2750\ \text{kg/cm}^2)$

+ 63.615 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 84200 kgcm, V = 92 kg, N = 0 kg

IPE200 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 194.3\ \text{cm}^3$, $F_{gövde} = 15.9 \times 0.56 = 8.9\ \text{cm}^2$, $l = 412$ cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{84200}{194.3} = 433.4\ \text{kg/cm}^2 \le \sigma_{\text{çem}} = 1650\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 92/8.9 = 10.34\ \text{kg/cm}^2 \le \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 950\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{433.4^2 + 3 \times 10.34^2} = 433.7 \le 0.75 \times \sigma_a = 2100\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 0.4cm < 412/300 = 1.37 cm

Kesit yeterlidir.

IPE300: (St 44 $\sigma_a = 2750\ \text{kg/cm}^2$)

+ 102.015 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M =512460 kgcm, V =3660 kg, N = 0 kg

IPE300 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 557.1\ \text{cm}^3$, $F_{\text{gövde}} = 24.86 \times 0.71 = 17.65\ \text{cm}^2$, $l = 540$ cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{512460}{557.1} = 919.87\ \text{kg/cm}^2 \le \sigma_{\text{çem}} = 1650\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 3660/17.65 = 207.40\ \text{kg/cm}^2 \le \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 950\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{919.87^2 + 3 \times 207.4^2} = 987.5 \le 0.75 \times \sigma_a = 2100\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 0.95cm < 540/300 = 1.8 cm

Kesit yeterlidir.

IPE 500: (St 44 $\sigma_a = 2750\ \text{kg/cm}^2$)

+ 30.515 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 3728000 kgcm, V= 13300 kg, N = 0 kg

IPE 500 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 1928\ cm^3$, $F_{gövde} = 42.6 \times 1.02 = 43.452\ cm^2$, $l = 840\ cm$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{3728000}{1928} = 1933.6\ kg/cm^2 \geq \sigma_{çem} = 1650\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 13300/43.452 = 306.08\ kg/cm^2 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 950\ kg/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1933.6^2 + 3 \times 306.08^2} = 2004.96 \leq 0.75 \times \sigma_a = 2100\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 1.28cm < 840/300 = 2.8 cm

Kesit yeterlidir.

IPE 600: (St 44 $\sigma_a = 2750\ kg/cm^2$)

+ 102.015 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 1505000 kgcm, V= 350 kg, N = 0 kg

IPE 600 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 3069.0\ cm^3$, $F_{gövde} = 51.4 \times 1.2 = 61.68\ cm^2$, $l = 920\ cm$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{1505000}{3069} = 490.4\ kg/cm^2 \leq \sigma_{çem} = 1650\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 350/61.68 = 5.67\ kg/cm^2 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 950\ kg/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{490.4^2 + 3 \times 5.67^2} = 490.5 \leq 0.75 \times \sigma_a = 2100\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 0.7cm < 920/300 = 3.07 cm

Kesit yeterlidir.

HE320A: $(\text{St } 44\, \sigma_a = 2750 \text{ kg/cm}^2)$

+ 76.215 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 2090000 kgcm, V = 7985kg, N = 0 kg

HE320A mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 1479.4 \text{ cm}^3$, $F_{gövde} = 22.5 \times 0.9 = 20.25 \text{ cm}^2$, l = 385 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{2090000}{1479.4} = 1412.74 \text{ kg/cm}^2 \le \sigma_{çem} = 1650 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 7985/20.25 = 394.3 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 950 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1412.74^2 + 3 \times 394.3^2} = 1569.16 \le 0.75 \times \sigma_a = 2100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 0.6cm < 385/300 = 1.283 cm

Kesit yeterlidir.

I700: $(\text{St } 52\, \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2)$

+ 91.215 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 10681500 kgcm, V = 24461 kg, N = 0 kg

I700 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 7674.3 \text{ cm}^3$, $F_{gövde} = 64 \times 1.5 = 96 \text{ cm}^2$, l = 800 cm

. *Gerilme kontrolü;*

$$\sigma = \frac{10681500}{7674.3} = 1391.85 \text{ kg/cm}^2 \le \sigma_{çem} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 24461/96 = 254.8 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_v = \sqrt{1391.85^2 + 3 \times 254.8^2} = 1460.15 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2$ (H Yüklemesi)

Sehim kontrolü;

Sehim 1.33cm < 800/300 = 2.67 cm

Kesit yeterlidir.

I800: (St 52 $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

+ 63.615 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 172.12×10^5 kgcm, V = 15083 kg, N = 0 kg

I800 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 9052 \text{ cm}^3$, $F_{gövde} = 74 \times 1.5 = 111 \text{ cm}^2$, l = 840 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{172.12 \times 10^5}{9052} = 1901.46 \text{ kg/cm}^2 \le \sigma_{çem} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 15083/111 = 135.88 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_v = \sqrt{1901.46^2 + 3 \times 135.88^2} = 1915.97 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2$ (H Yüklemesi)

Sehim kontrolü;

Sehim 1.32cm < 840/300 = 2.8 cm

Kesit yeterlidir.

I900: (St 52 $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

+ 102.015 kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 323.44×10^5 kgcm, V = 8280 kg, N = 0 kg

I900 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 30908.4 \text{ cm}^3$, $F_{gövde} = 78 \times 3 = 234 \text{ cm}^2$, l = 2000 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{323.44 \times 10^5}{30908.4} = 1046.45 \text{ kg/cm}^2 \le \sigma_{çem} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 8280/234 = 35.4 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1046.45^2 + 3 \times 35.4^2} = 1048.25 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 4.55cm < 2000/300 = 6.67 cm

Kesit yeterlidir.

I1000: (St 52 $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

+ 76.215m kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 335.8 $\times 10^5$ kgcm, V = 44600 kg, N = 0 kg

I1000 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

ω_x = 13370.9 cm^3, $F_{gövde}$ = 94 $\times$ 1.5 = 141 cm^2, l = 880 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{335.8 \times 10^5}{13370.9} = 2511.4 \text{ kg/cm}^2 \le \sigma_{çem} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 44600/141 = 316.3 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2511.4^2 + 3 \times 316.3^2} = 2570.5 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 2.1cm < 880/300 = 2.93 cm

Kesit yeterlidir.

I1200: (St 52 $\sigma_a = 3600\ kg/cm^2$)

+ 91.215m kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 322 $\times 10^5$ kgcm, V = 10276 kg, N = 0 kg

I1200 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 21913\ cm^3$, $F_{gövde} = 114 \times 1.5 = 171\ cm^2$, $l = 925$ cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{322 \times 10^5}{21913} = 1469.45\ kg/cm^2 \le \sigma_{çem} = 2160\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$_0 = 10276/171 = 60.09\ kg/cm^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250\ kg/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1469.45^2 + 3 \times 60.09^2} = 1473.23 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Sehim 1.24 cm < 925/300 = 3.08 cm

Kesit yeterlidir.

I1800: (St 52 $\sigma_a = 3600\ kg/cm^2$)

+ 63.615m kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 875.56$\times 10^5$ kgcm, V = 64314 kg, N = 0 kg

I1800 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 57616.2\ cm^3$, $F_{gövde} = 172 \times 2 = 344\ cm^2$, $l = 1950$ cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{875.56 \times 10^5}{57616.2} = 1519.64\ kg/cm^2 \le \sigma_{çem} = 2160\ kg/cm^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 64314/344 = 186.96\ kg/cm^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250\ kg/cm^2$$

$\sigma_v = \sqrt{1519.64^2 + 3 \times 186.96^2} = 1553.76 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2$ (H Yüklemesi)

Sehim kontrolü;

Sehim 3.25 cm < 1950/300 = 6.5 cm

Kesit yeterlidir.

I1800Y2: (St 52 $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

+ 76.215m kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M =1351.5×10^5 kgcm, V =96386 kg, N = 0 kg

I1800Y2 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

ω_x = 70937.5 cm^3, $F_{gövde}$ =170 ×2.2 = 425 cm^2, l = 1950 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{1351.5 \times 10^5}{70937.5} = 1905.2 \text{ kg/cm}^2 \le \sigma_{çem} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 96386/425 = 226.8 \text{ kg/cm}^2 \le \tau_{em} = \frac{\sigma_{çem}}{\sqrt{3}} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_v = \sqrt{1353.76^2 + 3 \times 226.8^2} = 1409.6 \le 0.75 \times \sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2$ (H Yüklemesi)

Sehim kontrolü;

Sehim 5.61 cm < 1950/300 = 6.5 cm

Kesit yeterlidir.

I1800Y3: (St 52 $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

+ 30.515m kotunda yer alan kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M = 1850.23×10^5 kgcm, V = 77343 kg, N = 0 kg

I1800Y3 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

ω_x = 83843.2 cm^3, $F_{gövde}$ =168 ×3 = 504 cm^2, l = 2000 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{1850.23 \times 10^5}{83843.2} = 2206.77\ \text{kg/cm}^2 \geq \sigma_{\text{çem}} = 2160\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 77343/504 = 153.46\ \text{kg/cm}^2 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 1250\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2206.77^2 + 3 \times 153.46^2} = 2222.71 > 0.75 \times \sigma_a = 2700\ \text{kg/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

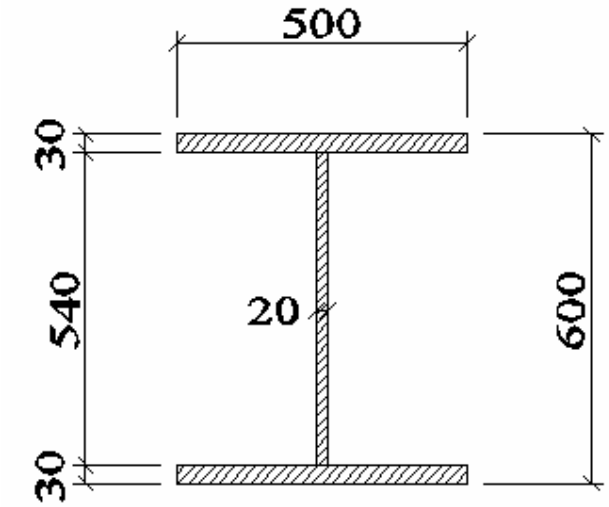
Sehim kontrolü;

Sehim 4.2 cm > 2000/300 = 6.67 cm

Kesit yeterlidir.

5.5 Çapraz Elemanların Tahkiki

Yapıda tasarlanan süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçevelerde C600 yapma profili çapraz elemanı olarak kullanılmıştır. Aşağıda en elverişsiz kesit tesirlerine maruz kalan çapraz elemanı tahkik edilecektir. Mevcut çapraz elemana etkiyen en elverişsiz kesit tesirleri YÜK12 yüklemesinde meydana gelmiştir.



Şekil 5.1 : *C600* Çapraz Elemanı

YÜK12 yüklemesinde oluşan kesit tesirleri:

N=423.9t, M=0, V=0

C600 çapraz elemanının karakteristik değerleri;

F=438 cm^2 , i_x=25.9cm, i_y=13.8cm, l = 1300cm

Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

$$\lambda_{max} = 4.0\sqrt{2100000 / 3600} = 96.6 \quad \textbf{(5.13)}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx} \times l_x}{i_x} = \frac{1.0 \times 1300}{25.9} = 50.2 < 96.6 \quad \textbf{(5.14a)}$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky} \times l_y}{i_y} = \frac{1.0 \times 1300}{13.8} = 94.2 < 96.6 \quad \textbf{(5.14b)}$$

$\lambda = \lambda_{max} = 94.2$ ise $w = 2.24$ (ST52)

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{çem}}{w} \quad \textbf{(5.15)}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{2160}{2.24} = 964.28 kg/cm^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{F} \quad \textbf{(5.16)}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{423.9 \times 10^3}{438} = 967.8 kg/cm^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{967.8}{964.28} = 1.003 < 1.33 \text{ (HZ)} \quad \textbf{(5.17)}$$

5.6 Birleşimlerin 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Kontrolü

5.6.1 Ankastre Kolon Ayağı Tahkiki

Çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilme kontrolları yapılacaktır. Ayrıca, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır.

- 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.

Temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = W_p \times \sigma_a \quad \textbf{(5.18)}$$

Bağlantı detayının sağlaması gereken eğilme momenti;

$$M'_p = 1.1 \times D_a \times W_p \times \sigma_a \quad \textbf{(5.19)}$$

Simetrik kesitlerde;

$W_p = 2 \times S_x$ olur. **(5.20)**

$$S_x = 4 \times 70 \times 58 + 56 \times 2 \times 28 + 2 \times 35 \times 4 \times 17.5 + 2 \times 56 \times 1 \times 0.5$$

$$S_x = 24332 cm^3$$

$$W_p = 2 \times 24332 cm^3 = 48664 cm^3$$

$$M'_p = 1.1 \times 1.1 \times 48664 \times 3600$$

$$M'_p = 212 \times 10^6 kgcm$$

$$M'_p = 2120 tm$$

Temele birleşen kolon ve çaprazın eksenel çekme kapasitesi;

$$N_{çp} = \sigma_a \times A_n \quad \textbf{(5.21)}$$

$N_{çp} = 3.6t / cm^2 \times 1568 cm^2 = 5644.8t$ (Kolon)

$N_{çp} = 3.6t / cm^2 \times 438 cm^2 = 1576.8t$ (Çapraz)

Temel bağlantı detayının sağlaması gereken kolon ve çaprazın ortak eksenel kuvveti;

$$N'_{çp} = 1.1 \times D_a \times \sum N_{çp} \quad \textbf{(5.22)}$$

$$N'_{çp} = 1.1 \times 1.1 \times (5644.8 + 1576.8 \times Sin38.6) = 8020.53t$$

Temele birleşen kolonun kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times A_k \quad \textbf{(5.23)}$$

$$V_p = 0.6 \times 3.6 \times 224 = 483.85t$$

Temele birleşen çaprazdan gelen kesme kuvveti;

Temel bağlantı detayının sağlaması gereken kolon ve çaprazın ortak kesme kuvveti;

$V_p' = 483.85 + 1232.30 = 1716.15t$

Arttırılmış deprem etkilerinden meydana gelen iç kuvvetler.

1.0G+1.0Q±Ω_oE için; **(5.24)**

X Yönü: N= 1526.6 t, M_y= 74.46 tm, V_x= 8.85 t

Y Yönü: N= 1556.23 t, M_x= 85.3 tm, V_y= 11.27 t

0.9G±Ω_oE için; **(5.25)**

X Yönü: N= 1303.9 t, M_y= 69.2 tm, V_x= 8.16 t

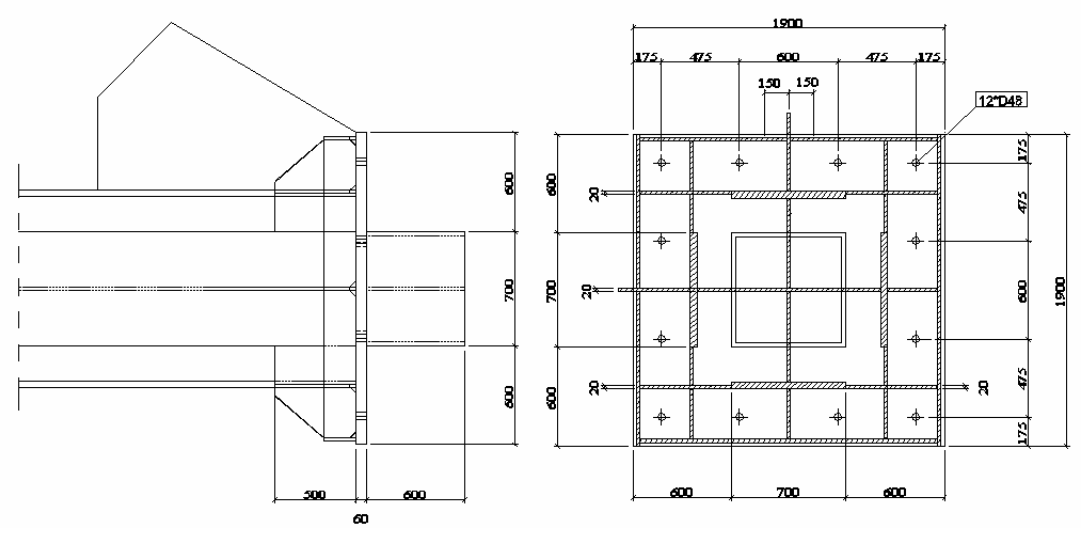
Y Yönü: N= 1333.6 t, M_x= 79.7 tm, V_y= 10.5 t

Düşey yük ve depremin ortak etkisinden oluşan elverişsiz mesnet tepkileri;

YÜK 47: N= 1323.7 t, M_y= 52.4 tm, V_x= 6.7 t

YÜK 48: N= 1334.1 t, M_x= 57.2 tm, V_y= 9.1 t

Mevcut yönetmelik koşulları incelendiğinde, ankastre kolon ayağı birleşimin sağlaması gereken en küçük iç kuvvetler 0.9G±ΩoE yüklemesinden elde edilen kuvvetlerdir. Bu yüzden ankastre kolon ayağı tahkiki 0.9G±ΩoE yüklemesinden elde edilen iç kuvvetlerle yapılacaktır.



Şekil 5.2 : Ankastre Kolon Ayağı

X Yönü için tahkik:

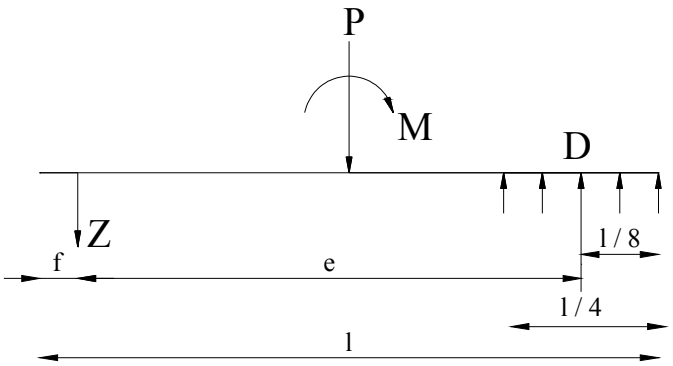
- Tasarımda esas alınan iç kuvvetler;

N= 1303.9 t, M_y= 69.2 tm, V_x= 8.16 t

- Mevcut taban levhası boyutları (St52);

A= 1900mm, B=1900mm, t=60mm

- Maksimum çekme ve basınç kuvvetleri;



Şekil 5.3 : Ankastre Kolon Ankraj Kuvvetleri

$$Z = \left(M - P \times \frac{l - l/4}{2} \right) / e \qquad \textbf{(5.26)}$$

$$Z = \left(69.2 \times 10^4 - 1303.9 \times \frac{1900 - 1900/4}{2} \right) / 1487.5 = -159.35 \text{ t} < 0$$

Bulonlara çekme kuvveti gelmemektedir. Gerilmelerin düzgün yayılması için bir sıradaki mevcut bulonlar 4M36 olup bulonlar 10.9 kalitesindedir.

$$D = \left(M + P \times \left(\frac{l}{2} - f \right) \right) / e \qquad \textbf{(5.27)}$$

$$D = \left(69.2 \times 10^4 + 1303.9 \times \left(\frac{1900}{2} - 175 \right) \right) / 1487.5 = 1144.55 \text{ t}$$

- Beton basınç gerilmesi kontrolü;

$$p = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} \leq p_{em} \qquad \textbf{(5.28)}$$

$$p = \frac{1144.55\ \text{t}}{\frac{190}{4}\times 190} = 0.063\text{t}/\text{cm}^2 \le 0.07\text{t}/\text{cm}^2$$

- Ankraj bulonlarının tahkiki;

M36 da: $\text{F}_z = \frac{\pi\times(0.86\times 3.6)^2}{4} = 7.52\text{cm}^2$

Bulonlara çekme kuvveti gelmediğinden bulonlar kesme kuvveti altında tahkik edilecektir.

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$\text{V} = \text{F}\times\tau_{Sem}$$

$\tau_{Sem} = 2.7\text{t}/\text{cm}^2$ (10.9 Bulon, HZ Yüklemesi, SL Birleşimi)

$$\text{F} = \frac{\pi\times 3.6^2}{4} = 10.17\text{cm}^2,$$

$$\text{V}_{\text{em}} = 10.17\times 2.7 = 27.46t$$

Toplam bulon sayısı n=8 ise,

$\text{n}\times\text{V}_{\text{em}} = 8\times 27.46 = 219.68t > \text{V}_{\text{x}} = 8.16t$ olduğundan mevcut bulonlar yeterlidir.

Mevcut bulonların birleşime etkiyen kesme kuvvetini güvenle aktarmasına rağmen birleşimde kayma kaması kullanılmıştır.

- Taban levhası kalınlığı tahkiki;

Kolon ayağı her iki yönden ankastre olarak tasarlandığından,

$$\text{M}_1 = \text{p}\times\frac{\text{c}_1^{\,2}}{2}, \qquad \textbf{(5.29)}$$

$$\text{M}_1 = 0.063\times\frac{17.5^2}{2} = 9.7\text{tcm}$$

$$\text{t} \ge 2.45\sqrt{\frac{\text{M}}{\sigma_{\text{zem}}}} \qquad \textbf{(5.31)}$$

$$\text{t} \ge 2.45\sqrt{\frac{9.7}{3.6}} = 4.03\text{cm}$$

t=60mm=6cm >4.03cm olduğundan taban levhası kalınlığı yeterlidir.

- Guse levhasını profil başlığına bağlayan kaynaklarda tahkik;

$$P = \frac{1303.9}{16} + \frac{1}{4} \times \frac{6920}{116} = 96.4t \quad \textbf{(5.32)}$$

$$\tau_k = \frac{96.4}{2 \times 1.0 \times (50 - 2 \times 1.0)} = 1.004 t/cm^2 < \tau_{em} = 1.1 t/cm^2 \quad \textbf{(5.33)}$$

- Guse levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;

$$M_D = D\left(\frac{A\text{-}h}{2} - \frac{A}{8}\right) \quad \textbf{(5.34)}$$

$$M_Z = Z\left(\frac{A\text{-}h}{2} - e_1\right) \quad \textbf{(5.35)}$$

$$M_D = 1144.55\left(\frac{190\text{-}120}{2} - \frac{190}{8}\right) = 12876.2tcm$$

$$M_Z = 159.35\left(\frac{190\text{-}120}{2} - 17.5\right) = 2788.63tcm$$

Tarafsız eksenin uzaklığı;

$$y = \frac{12 \times 2 \times 50 \times 31 + 190 \times 6 \times 3}{12 \times 2 \times 50 + 190 \times 6} = 17.35cm$$

$$I_x = 6 \times 2 \times \frac{60^3}{12} + 6 \times 2 \times 60(56 - 17.35)^2 + 6 \times 190(17.35 - 3)^2 = 1526303.2cm^4$$

$$\sigma = \frac{M}{I}(h_1 + t\text{-}y) \quad \textbf{(5.36)}$$

$$\sigma = \frac{12876.2}{1526303.2}(50 + 6\text{-}17.35) = 0.326 t/cm^2 < 3.6 t/cm^2$$

- Guse levhalarını taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki;

$$S_x = A \times t\left(y\text{-}\frac{t}{2}\right) \quad \textbf{(5.37)}$$

$$S_x = 190 \times 6(17.35\text{-}3) = 16359cm^3$$

$$Q = D = 1144.55t$$

$$\tau_k = \frac{Q \times S_x}{I_x \times 2 \times a} \qquad \textbf{(5.38)}$$

$$\tau_k = \frac{1144.55 \times 16359}{1526303.2 \times 2 \times 1.0} = 0.613 t/cm^2 < 1.1 t/cm^2$$

- Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki;

$$\tau_k = \frac{V}{\sum a} \le \tau_{kem} \qquad \textbf{(5.39)}$$

$$\tau_k = \frac{8.16}{2 \times 0.7(112 - 2 \times 0.7)} = 0.053 \le \tau_{kem} = 1.1 t/cm^2$$

Y Yönü için tahkik:

- Tasarımda esas alınan iç kuvvetler;

N= 1333.6 t, M_x= 79.7 tm, V_y= 10.5 t

- Maksimum çekme ve basınç kuvvetleri;

$$Z = \left(79.7 \times 10^4 - 1333.6 \times \frac{1900 - 1900/4}{2} \right) / 1487.5 = -102.95 \text{ t} < 0$$

Bulonlara çekme kuvveti gelmemektedir. Gerilmelerin düzgün yayılması için bir sıradaki mevcut bulonlar 4M36 olup bulonlar 10.9 kalitesindedir.

$$D = \left(79.7 \times 10^4 + 1333.6 \times \left(\frac{1900}{2} - 175 \right) \right) / 1487.5 = 1230.6 \text{ t}$$

- Beton basınç gerilmesi kontrolü;

$$p = \frac{1230.6 \text{ t}}{\frac{190}{4} \times 190} = 0.068 t/cm^2 \le 0.07 t/cm^2$$

- Ankraj bulonlarının tahkiki;

M36 da: $F_z = \frac{\pi \times (0.86 \times 3.6)^2}{4} = 7.52 cm^2$

Bulonlara çekme kuvveti gelmediğinden bulonlar kesme kuvveti altında boyutlandırılacaktır.

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$V = F \times \tau_{Sem}$$

$\tau_{Sem} = 2.7 t/cm^2$ (10.9 Bulon, HZ Yüklemesi, SL Birleşimi)

$$F = \frac{\pi \times 3.6^2}{4} = 10.17 cm^2,$$

$$V_{em} = 10.17 \times 2.7 = 27.46t$$

Toplam bulon sayısı n=8 ise,

$n \times V_{em} = 8 \times 27.46 = 219.68t > V_x = 10.5t$ olduğundan mevcut bulonlar yeterlidir.

- Taban levhası kalınlığı tahkiki;

$$M_1 = 0.068 \times \frac{17.5^2}{2} = 10.42 tcm$$

$$t \geq 2.45\sqrt{\frac{M}{\sigma_{zem}}}$$

$$t \geq 2.45\sqrt{\frac{10.42}{3.6}} = 4.17cm$$

t=60mm=6cm >4.17cm olduğundan taban levhası kalınlığı yeterlidir.

- Guse levhasını profil başlığına bağlayan kaynaklarda tahkik;

$$P = \frac{1303.9}{16} + \frac{1}{4} \times \frac{6920}{116} = 96.4t$$

$$\tau_k = \frac{96.4}{2 \times 1.0 \times (50 - 2 \times 1.0)} = 1.004 t/cm^2 < \tau_{em} = 1.1 t/cm^2$$

- Guse levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;

$$M_D = 1230.6\left(\frac{190\text{-}120}{2} - \frac{190}{8}\right) = 13884.25 tcm$$

$$M_Z = 102.95\left(\frac{190\text{-}120}{2} - 17.5\right) = 1801.63 tcm$$

Tarafsız eksenin uzaklığı;

$$y=\frac{12\times 2\times 50\times 31+190\times 6\times 3}{12\times 2\times 50+190\times 6}=17.35\text{cm}$$

$$I_x=6\times 2\times\frac{60^3}{12}+6\times 2\times 60\left(56-17.35\right)^2+6\times 190\left(17.35-3\right)^2=1526303.2\text{cm}^4$$

$$\sigma=\frac{M}{I}\left(h_1+t\text{-}y\right)$$

$$\sigma=\frac{13884.25}{1526303.2}\left(50+6\text{-}17.35\right)=0.352\text{t}/\text{cm}^2<3.6\text{t}/\text{cm}^2$$

- Guse levhalarını taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki;

$$S_x=A\times t\left(y\text{-}\frac{t}{2}\right)$$

$$S_x=190\times 6\left(17.35\text{-}3\right)=16359\text{cm}^3$$

$$Q=D=1230.6t$$

$$\tau_k=\frac{Q\times S_x}{I_x\times 2\times a}$$

$$\tau_k=\frac{1230.6\times 16359}{1526303.2\times 2\times 1.0}=0.659\text{t}/\text{cm}^2<1.1\text{t}/\text{cm}^2$$

- Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki;

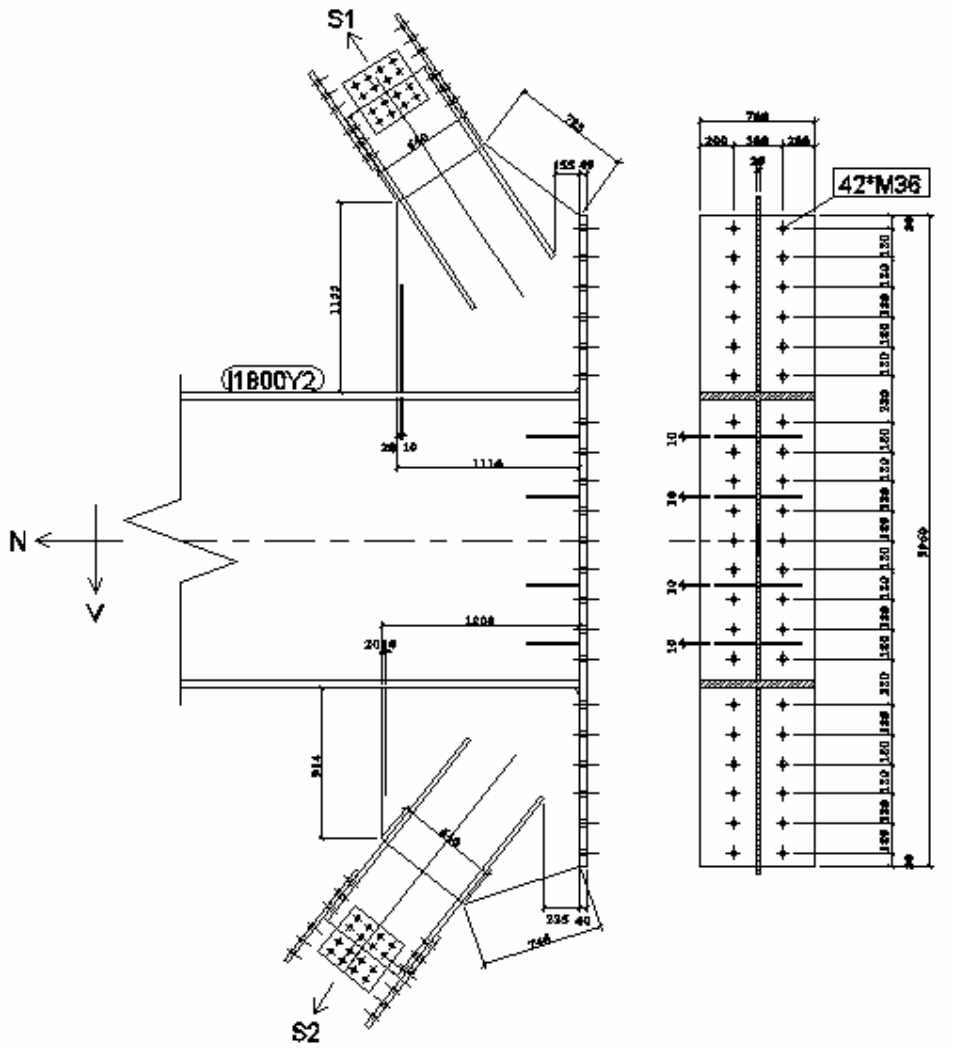
$$\tau_k=\frac{V}{\sum a}\le\tau_{kem}$$

$$\tau_k=\frac{10.5}{2\times 0.7\left(112-2\times 0.7\right)}=0.068\le\tau_{kem}=1.1\text{t}/\text{cm}^2$$

5.6.2 Çerçeve Kirişi-Kolon-Çapraz Birleşimlerinin Tahkiki

Mevcut yapının çerçeve kirişleri aynı zamanda çapraz elemanların da bağlandığı kirişlerdir. Bu durumda kolon-kiriş birleşimi tahkikinde çaprazlardan gelen iç kuvvetler de hesaba katılacaktır.

I1800Y2-HAC1200 15 -C600 Birleşimi:



Şekil 5.4 : I1800Y2-HAC1200 15-C600 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz kesit tesirleri YÜK12 yüklemesinden oluşmaktadır. Bu yüklemeden düğüm noktasına etkiyen kesit tesirleri:

V=174.43 t, N=108.33t, S_1=73t, S_2=292t

$$\sum X = N + S_1 \times Cos55.4 - S_2 \times Cos43.8$$

$$\sum X = 108.33 - 73 \times Cos55.4 + 292 \times Cos43.8 = 277.58t$$

$$\sum Y = V + S_1 \times Sin55.4 + S_2 \times Sin43.8$$

$$\sum Y = 198.1 + 73 \times Sin55.4 + 292 \times Sin43.8 = 420.2t$$

Birleşimde 42 adet M36 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

- Bulonların tahkiki;

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \quad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 3.6^2}{4} 2.1 = 21.36t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 3.6 \times 3 \times 3.6 = 38.88t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 21.36t$$

$$V = 42 \times 21.36 = 897.12t > \sum Y = 420.2t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceğı normal kuvvet;

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86d)^2}{4} \sigma_{çem} \quad \textbf{(5.42)}$$

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86 \times 3.6)^2}{4} 4.1 = 30.85t \ \ (HZ)$$

$$N = 42 \times 30.85 = 1295.7t > \sum X = 277.58t$$

- Gövde levhası kaynaklarının tahkiki;

$$\tau_k = \frac{V}{F_{kg}} \leq \tau_{kem} \quad \textbf{(5.43)}$$

$$F_{kg} = \sum 2 \times a \times (l - 2a) \quad \textbf{(5.44)}$$

$$F_{kg} = 2 \times 1.0 \times (170 - 2 \times 1.0) + 2 \times 0.7 \times (104 - 2 \times 0.7) = 479.64cm^2$$

$$\tau_{kem} = \frac{420.2}{479.64} = 0.87t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{N}{\sum F_k} \quad \textbf{(5.45)}$$

$$\sum F_k = 672.28 cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{277.58}{672.28} = 0.41 t/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^{\ 2} + \tau_k^{\ 2}} \le \sigma_{vem} = 1.1 t/cm^2 \quad \textbf{(5.46)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.41^2 + 0.87^2} = 0.96 \le \sigma_{vem} = 1.1 t/cm^2$$

- S_1 çapraz elemanı düğüm noktası levhası-alın levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

$$\sum X = S_1 \times Cos 55.4$$

$$\sum X = 73 \times Cos 55.4 = 41.45 t$$

$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \le \tau_{kem} \quad \textbf{(5.47)}$$

$$F_k = 2 \times 0.7(107.4 - 2 \times 0.7) = 148.4 cm^2$$

$$\tau_k = \frac{41.45}{148.4} = 0.28 < \tau_{kem} = 1.1 t/cm^2$$

$$\sum Y = S_1 \times Sin 55.4$$

$$\sum Y = 73 \times Sin 55.4 = 60.1 t$$

$$F_k = 2 \times 0.7(104 - 2 \times 0.7) = 143.64 cm^2$$

$$\tau_k = \frac{60.1}{143.64} = 0.42 < \tau_{kem} = 1.1 t/cm^2$$

- S_1 çapraz elemanı-düğüm noktası levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

S_1=73t

$$F_k = 8 \times 0.7(80 - 2 \times 0.7) = 440.16 cm^2$$

$$\tau_k = \frac{73}{440.16} = 0.165 < \tau_{kem} = 1.1 t/cm^2$$

- S_2 çapraz elemanı düğüm noktası levhası-alın levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

$$\sum X = S_2 \times Cos43.8$$

$$\sum X = 292 \times Cos43.8 = 210.7t$$

$$F_k = 2 \times 1.4(104 - 2 \times 1.4) = 283.36cm^2$$

$$\tau_k = \frac{210.7}{283.36} = 0.75 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

$$\sum Y = S_2 \times Sin43.8$$

$$\sum Y = 292 \times Sin43.8 = 202.1t$$

$$F_k = 2 \times 1.4(116.8 - 2 \times 1.4) = 319.2cm^2$$

$$\tau_k = \frac{202.1}{319.2} = 0.64 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

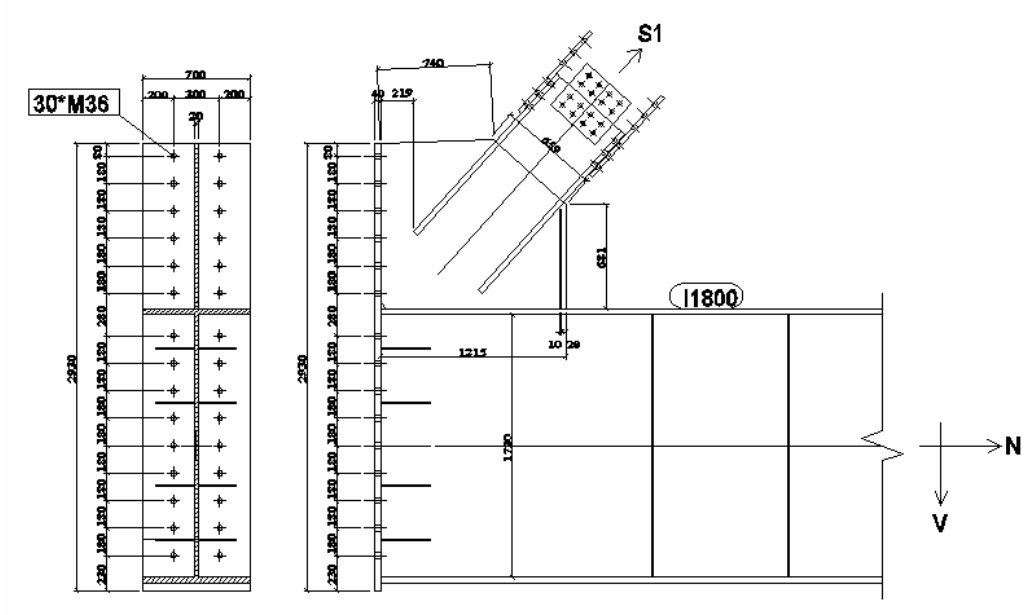
- S_2 çapraz elemanı-düğüm noktası levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

S_2=292t

$$F_k = 8 \times 0.7(80 - 2 \times 0.7) = 440.16cm^2$$

$$\tau_k = \frac{292}{440.16} = 0.663 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

I1800-HAC1200 15-C600 Birleşimi:



Şekil 5.5 : I1800-HAC1200 15-C600 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz kesit tesirleri YÜK12 yüklemesinden oluşmaktadır. Bu yüklemeden düğüm noktasına etkiyen kesit tesirleri:

V=155.2 t, S_1=47.54t,

$$\sum X = S_1 \times Cos 42.9$$

$$\sum X = 64.9 \times Cos 42.9 = 47.54\text{t}$$

$$\sum Y = V + S_1 \times Sin 42.9$$

$$\sum Y = 155.2 + 64.9 \times Sin 42.9 = 214\text{t}$$

Birleşimde 30 adet M36 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

- Bulonların tahkiki;

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 3.6^2}{4} 2.1 = 21.36\text{t}$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 3.6 \times 3 \times 3.6 = 38.88t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 21.36t$$

$$V=30 \times 21.36 = 640.8t > \sum Y = 214t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği normal kuvvet;

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86d)^2}{4} \sigma_{çem} \quad \textbf{(5.42)}$$

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86 \times 3.6)^2}{4} 4.1 = 30.85t \ \text{(HZ)}$$

$$N=30 \times 30.85 = 925.5t > \sum X = 47.54t$$

- Gövde levhası kaynaklarının tahkiki;

$$\tau_k = \frac{V}{F_{kg}} \leq \tau_{kem} \quad \textbf{(5.47)}$$

$$F_{kg} = \sum 2 \times a \times (l - 2a) \quad \textbf{(5.44)}$$

$$F_{kg} = 2 \times 1.0 \times (114 - 2 \times 1.0) + 2 \times 0.7 \times (106.8 - 2 \times 0.7) = 371.56cm^2$$

$$\tau_{kem} = \frac{214}{371.56} = 0.58t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{N}{\sum F_k} \quad \textbf{(5.45)}$$

$$\sum F_k = 523.6cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{47.54}{523.6} = 0.09t/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k{}^2 + \tau_k{}^2} \leq \sigma_{vem} = 1.1t/cm^2 \quad \textbf{(5.46)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.58^2 + 0.09^2} = 0.59 \leq \sigma_{vem} = 1.1t/cm^2$$

- S_1 çapraz elemanı düğüm noktası levhası-alın levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

$$\sum X = S_1 \times Cos42.9$$

$$\sum X = 64.9 \times Cos42.9 = 47.54t$$

$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \leq \tau_{kem} \qquad \textbf{(5.47)}$$

$$F_k = 2 \times 0.7(106.8 - 2 \times 0.7) = 147.56cm^2$$

$$\tau_k = \frac{47.54}{147.56} = 0.32 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

$$\sum Y = S_1 \times Sin42.9$$

$$\sum Y = 64.9 \times Sin42.9 = 44.2t$$

$$F_k = 2 \times 0.7(116.8 - 2 \times 0.7) = 161.56cm^2$$

$$\tau_k = \frac{44.2}{161.56} = 0.27 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

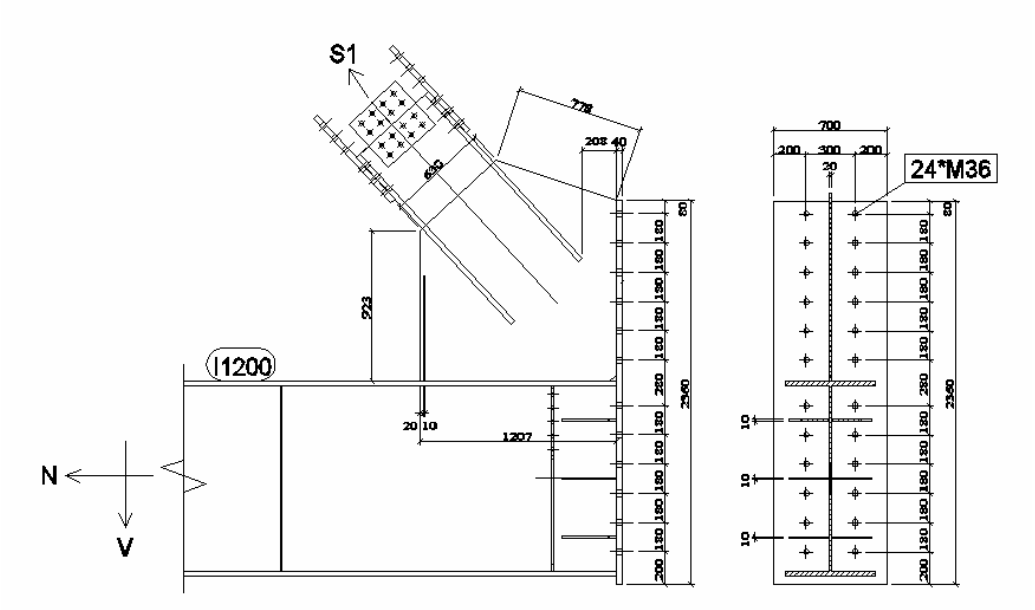
- S_1 çapraz elemanı-düğüm noktası levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

S_1=47.54t

$$F_k = 8 \times 0.7(80 - 2 \times 0.7) = 440.16cm^2$$

$$\tau_k = \frac{47.54}{440.16} = 0.11 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

I1200-HAC1200-15-C600 Birleşimi:



Şekil 5.6 : I1200-HAC1200-15-C600 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz kesit tesirleri YÜK12 yüklemesinden oluşmaktadır. Bu yüklemeden düğüm noktasına etkiyen kesit tesirleri:

V=74.6 t, S_1=45.2t,

$$\sum X = S_1 \times Cos 42.9$$

$$\sum X = 45.2 \times Cos 42.9 = 33.1\text{t}$$

$$\sum Y = V + S_1 \times Sin 42.9$$

$$\sum Y = 74.6 + 45.2 \times Sin 42.9 = 105.36\text{t}$$

Birleşimde 24 adet M36 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

- Bulonların tahkiki;

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 3.6^2}{4} 2.1 = 21.36\text{t}$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 3.6 \times 3 \times 3.6 = 38.88t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 21.36t$$

$$V = 24 \times 21.36 = 512.64t > \sum Y = 105.36t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği normal kuvvet;

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86d)^2}{4} \sigma_{çem} \quad \textbf{(5.42)}$$

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86 \times 3.6)^2}{4} 4.1 = 30.85t \ \text{(HZ)}$$

$$N = 24 \times 30.85 = 740.4t > \sum X = 33.1t$$

- Gövde levhası kaynaklarının tahkiki;

$$\tau_k = \frac{V}{F_{kg}} \leq \tau_{kem} \quad \textbf{(5.47)}$$

$$F_{kg} = \sum 2 \times a \times (l - 2a) \quad \textbf{(5.44)}$$

$$F_{kg} = 2 \times 1.0 \times (114 - 2 \times 1.0) + 2 \times 0.7 \times (108 - 2 \times 0.7) = 371.84cm^2$$

$$\tau_k = \frac{105.36}{371.84} = 0.28$$

$$\sigma_k = \frac{N}{\sum F_k}$$

$$\sum F_k = 565.04cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{33.1}{565.04} = 0.06t/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^{\ 2} + \tau_k^{\ 2}} \leq \sigma_{vem} = 1.1t/cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.28^2 + 0.06^2} = 0.29 \leq \sigma_{vem} = 1.1t/cm^2$$

- S_1 çapraz elemanı düğüm noktası levhası-alın levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

$$\sum X = S_1 \times Cos42.9$$

$$\sum X = 45.2 \times Cos42.9 = 33.1t$$

$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \leq \tau_{kem}$$

$$F_k = 2 \times 0.7(108 - 2 \times 0.7) = 149.24cm^2$$

$$\tau_k = \frac{33.1}{149.24} = 0.22 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

$$\sum Y = S_1 \times Sin42.9$$

$$\sum Y = 45.2 \times Sin42.9 = 30.8t$$

$$F_k = 2 \times 0.7(116.8 - 2 \times 0.7) = 161.56cm^2$$

$$\tau_k = \frac{30.8}{161.56} = 0.19 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

- S_1 çapraz elemanı-düğüm noktası levhası birleşimi kaynaklarının tahkiki;

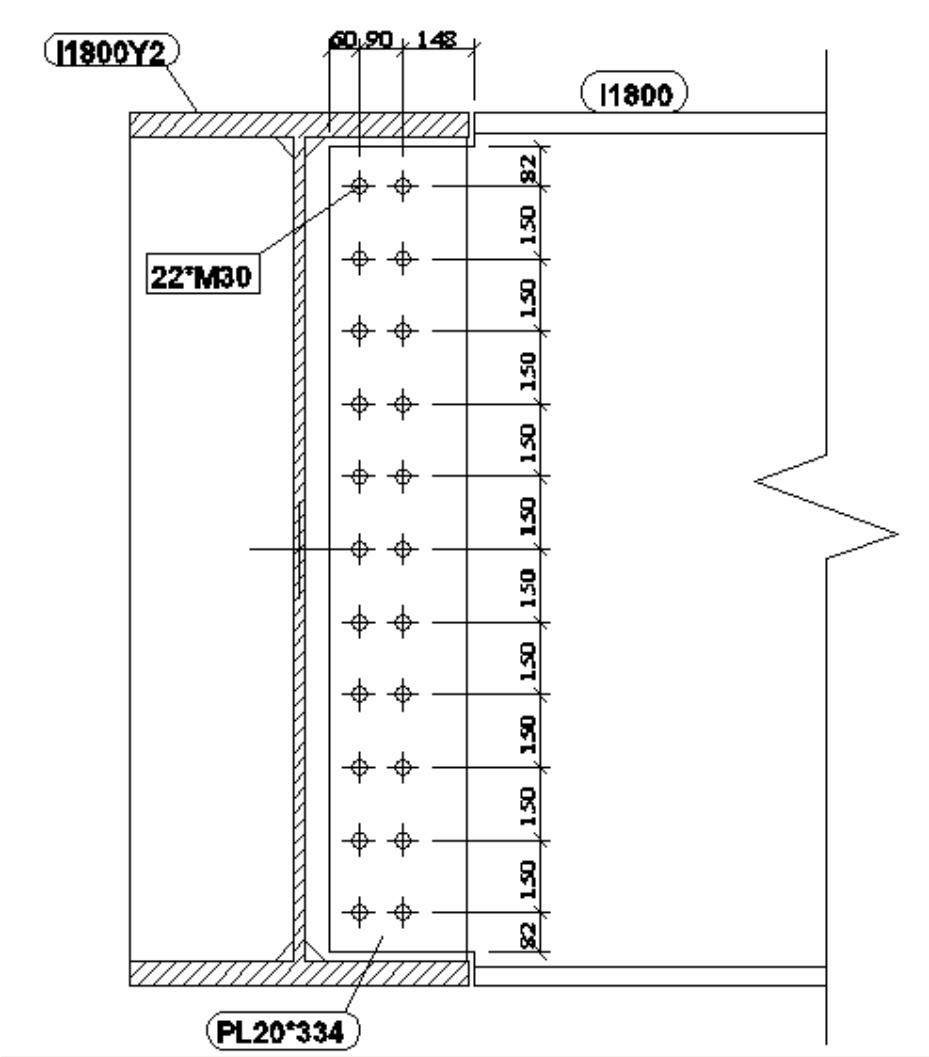
S_1=45.2t

$$F_k = 8 \times 0.7(80 - 2 \times 0.7) = 440.16cm^2$$

$$\tau_k = \frac{45.2}{440.16} = 0.1 < \tau_{kem} = 1.1t/cm^2$$

5.6.3 Tali Kiriş Birleşimlerinin Tahkiki

I1800Y2-I1800 Birleşimi:



Şekil 5.7 : I1800Y2-I1800 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=64.32t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

22M30 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 2} - 0.2 = 3\,\text{cm}$

M30 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \geq 3.5d$ olmalıdır.

$e=3.5\times 30=105mm$

90<105mm uygun değildir.

150>105mm uygundur.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2\times 30 = 60mm$

82>60mm uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5\times 30=45mm$

60>45mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{110+200}{2} = 155mm = 15.5cm$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V=\frac{64.32}{22} = 2.92t$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$M=64.32\times 15.5=996.96tcm$

$$H=\frac{M}{l}\times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H=\frac{996.96}{150}\times 0.26 = 1.72t$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R=\sqrt{V^2+H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$R=\sqrt{2.92^2+1.72^2}=3.39t$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1}=\frac{\pi\times d^2}{4}\tau_{sem} \quad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1}=\frac{\pi\times 3.0^2}{4}2.1=14.83t$$

$$N_L=d\times t_{min}\sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L=3.0\times 2\times 3.6=21.6t$$

$$N_{em}=\min(N_{s1},N_L)=14.83t>R=3.39t$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k=2(170-2\times 1)=336cm^2$$

$$W_k=2\times 1\frac{(170-2\times 1)^2}{6}=9408cm^3$$

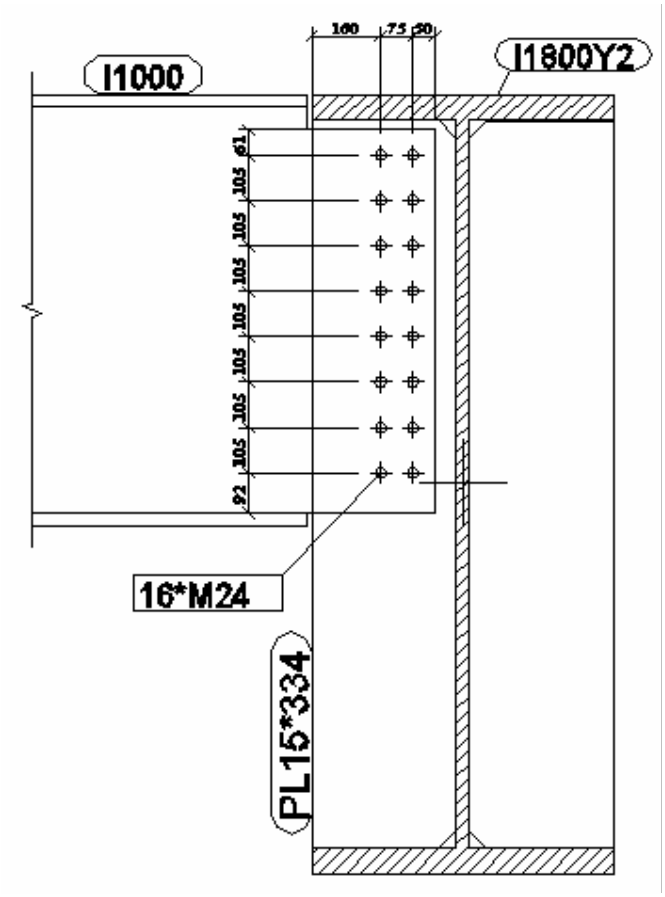
$$\tau_k=\frac{V}{F_k} \quad \textbf{(5.51)}$$

$$\tau_k=\frac{64.32}{336}=0.2t/cm^2<\sigma_s=0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k=\frac{M}{W_k} \quad \textbf{(5.52)}$$

$$\sigma_k=\frac{996.96}{9408}=0.106<\sigma_s=0.75t/cm^2$$

I1800Y2-I1000 Birleşimi:



Şekil 5.8 : I1800Y2-I1000 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=34.27t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

16M24 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53\,\text{cm}$

M24 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \ge 3.5d$ olmalıdır.

$e=3.5\times 24=84mm$

75<84mm uygun değildir.

105>84mm uygundur.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2\times 24 = 48mm$

61>48mm uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5\times 24=36mm$

50>36mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{175+100}{2} = 137.5mm = 13.75cm$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V=\frac{34.27}{16} = 2.15t$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$$M=34.27\times 13.75=471.21tcm$$

$$H=\frac{M}{l}\times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H=\frac{471.21}{73.5}\times 0.35 = 2.25t$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R=\sqrt{V^2+H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$$R=\sqrt{2.15^2+2.25^2} = 3.11t$$

- Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \quad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 2.4^2}{4} 2.1 = 9.49t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 2.4 \times 1.5 \times 3.6 = 12.96t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 9.49t > R = 3.11t$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k = 2(170 - 2 \times 1) = 336cm^2$$

$$W_k = 2 \times 1 \frac{(170 - 2 \times 1)^2}{6} = 9408cm^3$$

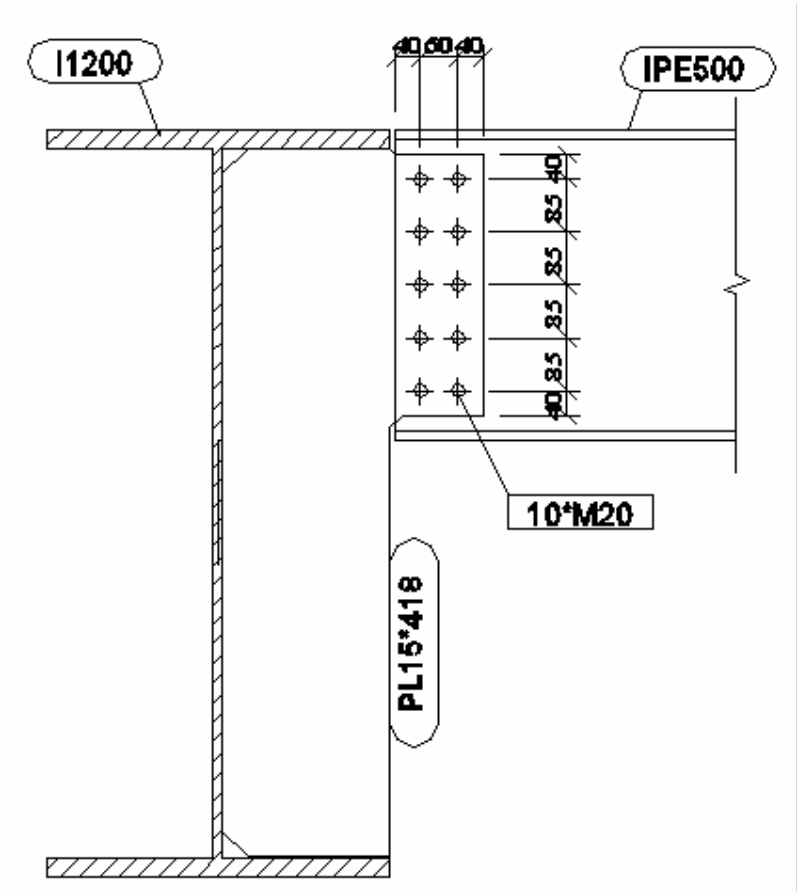
$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \quad \textbf{(5.51)}$$

$$\tau_k = \frac{34.27}{336} = 0.1t/cm^2 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} \quad \textbf{(5.52)}$$

$$\sigma_k = \frac{471.21}{9408} = 0.05 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

I1200-IPE500 Birleşimi:



Şekil 5.9 : I1200-IPE500 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=6.56t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

10M20 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53\,\text{cm}$

M20 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \ge 3.5d$ olmalıdır.

$e = 3.5 \times 20 = 70\text{mm}$

60<70mm uygun değildir.

85>70mm uygundur.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2 \times 20 = 40mm$

$40 \geq 40mm$ uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5 \times 20 = 30mm$

40>30mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{318 + 378}{2} = 348mm = 34.8cm$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V = \frac{6.56}{10} = 0.656t$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$$M = 6.56 \times 34.8 = 228.3tcm$$

$$H = \frac{M}{l} \times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H = \frac{228.3}{34} \times 0.533 = 3.6t$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$$R = \sqrt{0.656^2 + 3.6^2} = 3.66t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 2.0^2}{4} 2.1 = 6.6t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 2.0 \times 1.5 \times 3.6 = 10.8t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 6.6t > R=3.66t$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k = 2 \times 0.7 \times (114 - 2 \times 0.7) = 157.64cm^2$$

$$W_k = 2 \times 0.7 \frac{(114 - 2 \times 0.7)^2}{6} = 2958.4cm^3$$

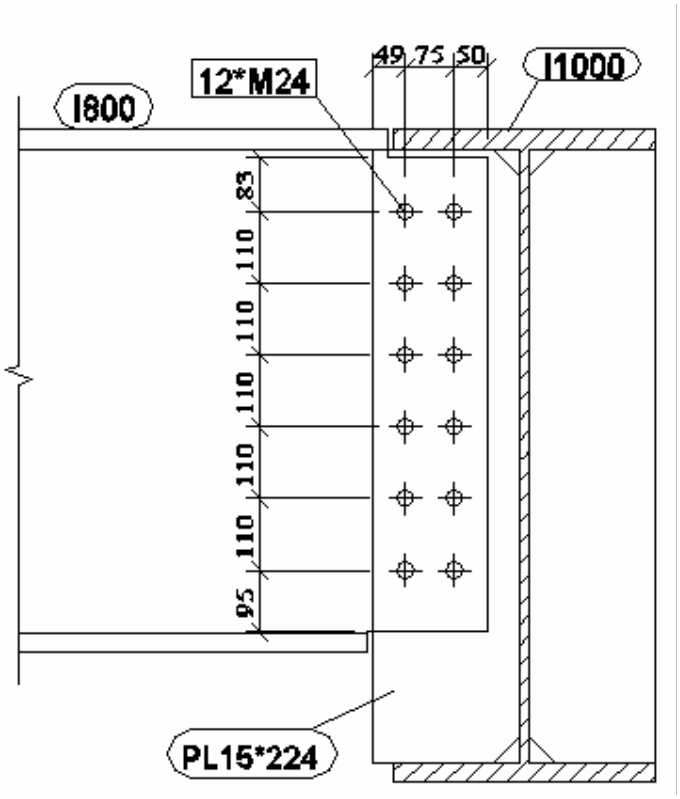
$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \quad \textbf{(5.51)}$$

$$\tau_k = \frac{6.56}{157.64} = 0.042t/cm^2 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} \quad \textbf{(5.52)}$$

$$\sigma_k = \frac{228.3}{2958.4} = 0.077 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

I1000-I800 Birleşimi:



Şekil 5.10 : I1000-I800 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=22.8t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

12M24 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53\,\text{cm}$

M24 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \ge 3.5d$ olmalıdır.

$e = 3.5 \times 24 = 84\text{mm}$

75<84mm uygun değildir.

110>84mm uygundur.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2 \times 24 = 48mm$

83>48mm uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5 \times 24 = 36mm$

49>36mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{175 + 100}{2} = 137.5mm = 13.75cm$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V = \frac{22.8}{12} = 1.9t$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$$M = 22.8 \times 13.75 = 313.5tcm$$

$$H = \frac{M}{l} \times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H = \frac{313.5}{55} \times 0.455 = 2.6t$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$$R = \sqrt{1.9^2 + 2.6^2} = 3.22t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 2.4^2}{4} 2.1 = 9.49t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 2.4 \times 1.5 \times 3.6 = 12.96t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 9.49t > R = 3.22t$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k = 2 \times 0.7 \times (94 - 2 \times 0.7) = 129.64cm^2$$

$$W_k = 2 \times 0.7 \frac{(94 - 2 \times 0.7)^2}{6} = 2000.8cm^3$$

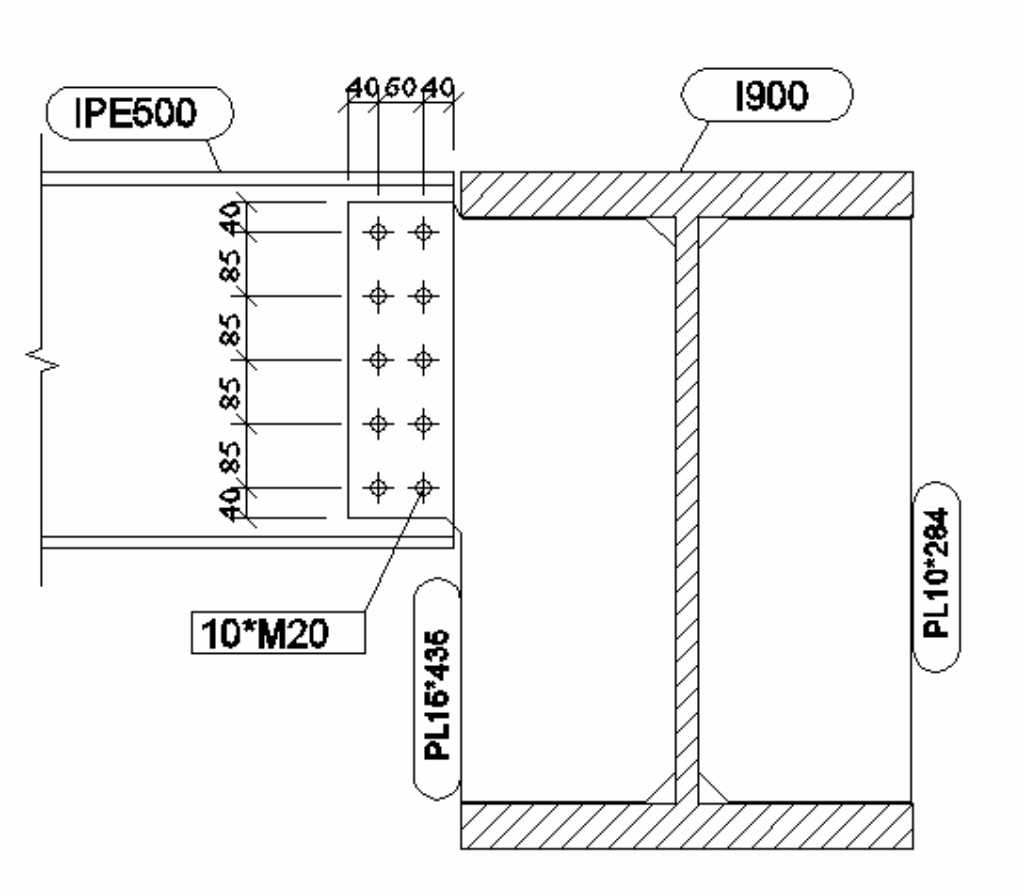
$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \quad \textbf{(5.51)}$$

$$\tau_k = \frac{22.8}{129.64} = 0.18t/cm^2 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} \quad \textbf{(5.52)}$$

$$\sigma_k = \frac{313.5}{2000.8} = 0.16 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

I900-IPE500 Birleşimi:



Şekil 5.11 : I900-IPE500 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=6.92t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

10M20 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53\,\text{cm}$

M20 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \ge 3.5d$ olmalıdır.

$e = 3.5 \times 20 = 70\text{mm}$

60<70mm uygun değildir.

85>70mm uygundur.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2 \times 20 = 40mm$

$40 \geq 40mm$ uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5 \times 20 = 30mm$

40>30mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{335 + 395}{2} = 365mm = 36.5cm$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V = \frac{6.92}{10} = 0.692t$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$$M = 6.92 \times 36.5 = 252.58tcm$$

$$H = \frac{M}{l} \times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H = \frac{252.58}{34} \times 0.533 = 3.96t$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$$R = \sqrt{0.692^2 + 3.96^2} = 4.02t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 2.0^2}{4} 2.1 = 6.6t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 2.0 \times 1.5 \times 3.6 = 10.8t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 6.6t > R = 4.02t$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k = 2 \times 0.7 \times (78 - 2 \times 0.7) = 107.24cm^2$$

$$W_k = 2 \times 0.7 \frac{(78 - 2 \times 0.7)^2}{6} = 1369.1cm^3$$

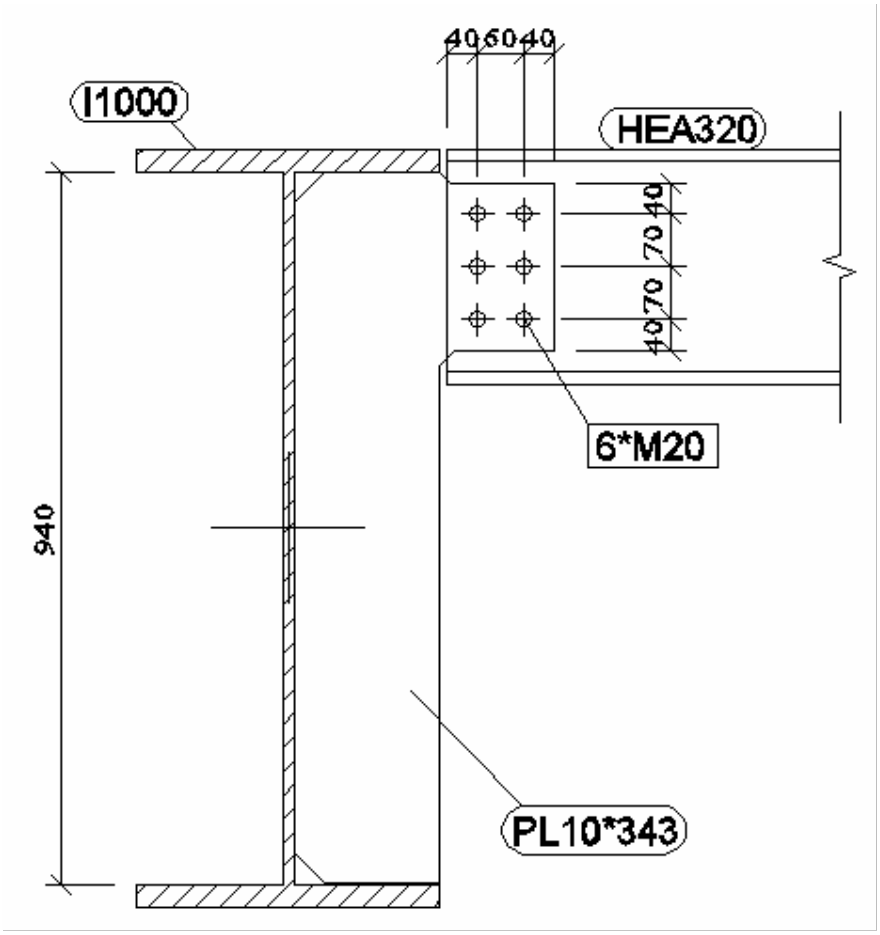
$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \quad \textbf{(5.51)}$$

$$\tau_k = \frac{6.92}{107.24} = 0.065t/cm^2 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} \quad \textbf{(5.52)}$$

$$\sigma_k = \frac{252.58}{1369.1} = 0.184 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

I1000-HEA320 Birleşimi:



Şekil 5.12 : I1000-HEA320 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=2.9t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

6M20 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53\,\text{cm}$

M20 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \ge 3.5d$ olmalıdır.

$e=3.5\times 20=70mm$

60<70mm uygun değildir.

$70 \geq 70mm$ uygundur.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2\times 20 = 40mm$

$40 \geq 40mm$ uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5\times 20=30mm$

40>30mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{243+303}{2} = 273mm = 27.3cm$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V=\frac{2.9}{6} = 0.48t$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$M=2.9\times 27.3=79.17tcm$

$$H=\frac{M}{l}\times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H=\frac{79.12}{14}\times 0.8 = 4.52t$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R=\sqrt{V^2+H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$$R=\sqrt{0.48^2+4.52^2} = 4.55t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \quad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 2.0^2}{4} 2.1 = 6.6t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 2.0 \times 1.5 \times 3.6 = 10.8t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 6.6t > R = 4.55t$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k = 2 \times 0.7 \times (94 - 2 \times 0.7) = 129.64cm^2$$

$$W_k = 2 \times 0.7 \frac{(94 - 2 \times 0.7)^2}{6} = 2000.8cm^3$$

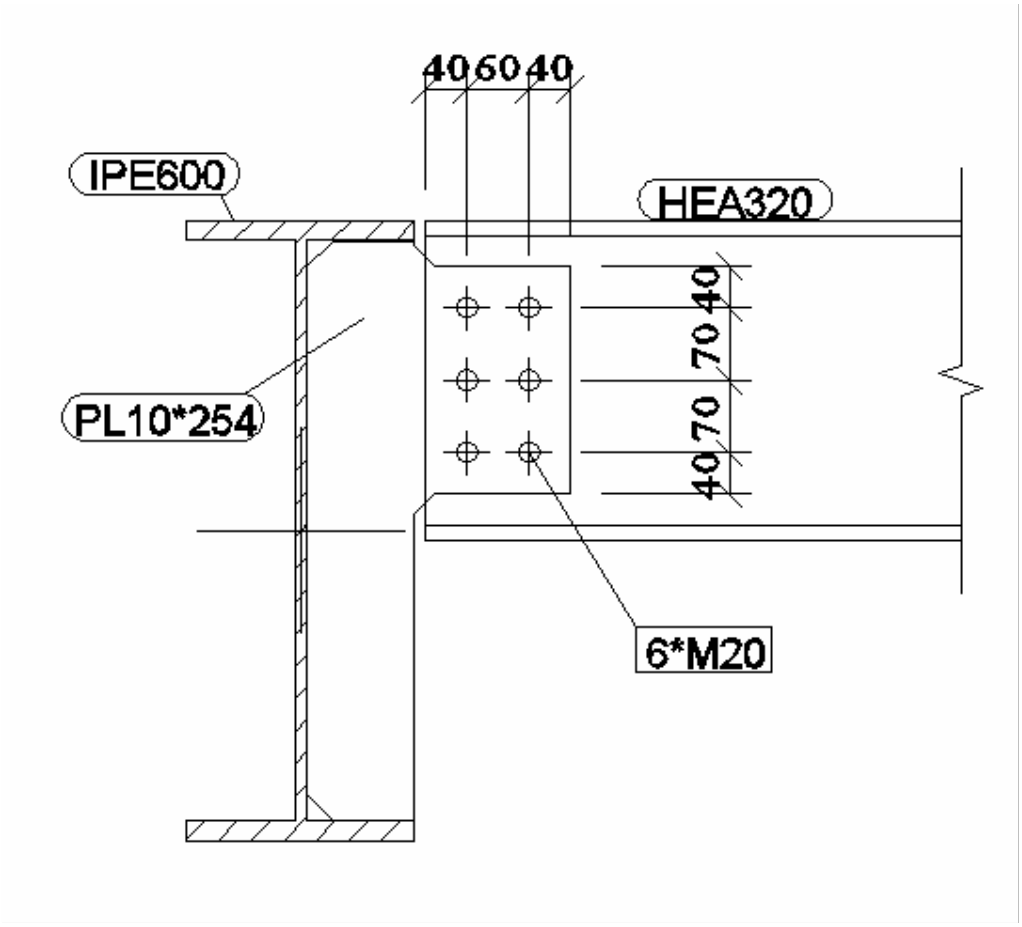
$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \quad \textbf{(5.51)}$$

$$\tau_k = \frac{2.9}{129.64} = 0.022t/cm^2 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} \quad \textbf{(5.52)}$$

$$\sigma_k = \frac{79.17}{2000.8} = 0.04 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

IPE600-HEA320 Birleşimi:



Şekil 5.13 : IPE600-HEA320 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=3.8t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

6M20 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53\,cm$

M20 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \ge 3.5d$ olmalıdır.

$e = 3.5 \times 20 = 70mm$

60<70mm uygun değildir.

$70 \geq 70\text{mm}$ uygundur.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2 \times 20 = 40\text{mm}$

$40 \geq 40\text{mm}$ uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5 \times 20 = 30\text{mm}$

40>30mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{154 + 214}{2} = 184\text{mm} = 18.4\text{cm}$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V = \frac{3.8}{6} = 0.63\text{t}$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$$M = 3.8 \times 18.4 = 69.92\text{tcm}$$

$$H = \frac{M}{l} \times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H = \frac{69.92}{14} \times 0.8 = 4.0\text{t}$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$$R = \sqrt{0.63^2 + 4.0^2} = 4.05\text{t}$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 2.0^2}{4} 2.1 = 6.6t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \tag{5.41}$$

$$N_L = 2.0 \times 0.9 \times 3.6 = 6.48t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 6.6t >_{R=4.05t}$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k = 2 \times 0.5 \times (56 - 2 \times 0.5) = 55cm^2$$

$$W_k = 2 \times 0.5 \frac{(56 - 2 \times 0.5)^2}{6} = 504.17cm^3$$

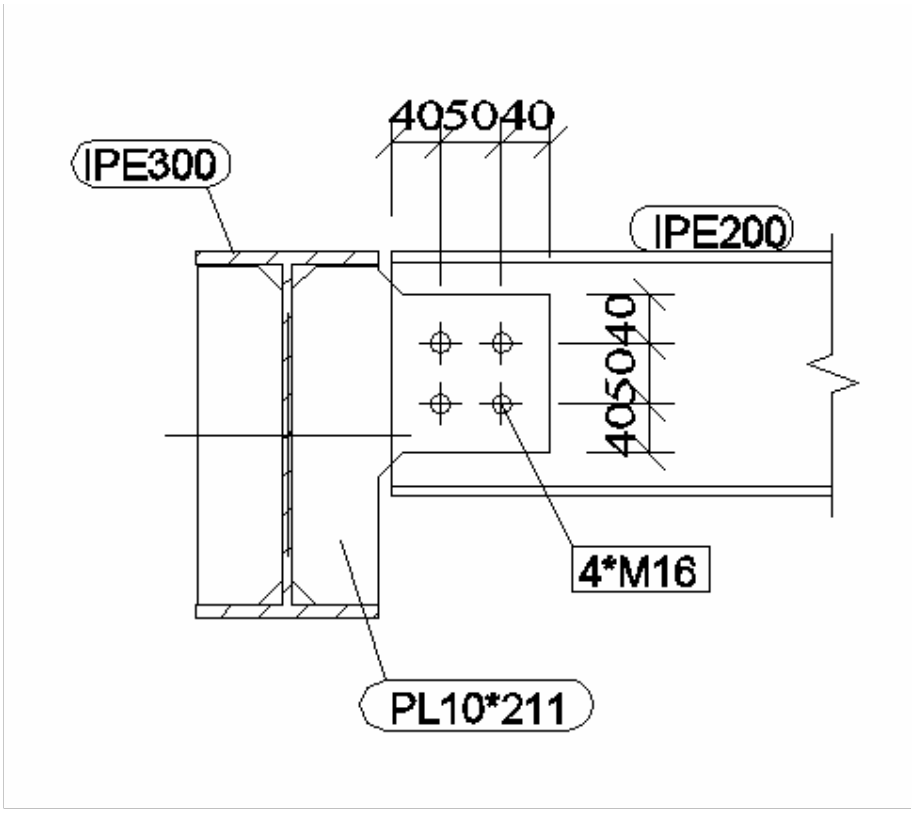
$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \tag{5.51}$$

$$\tau_k = \frac{3.8}{55} = 0.07t/cm^2 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} \tag{5.52}$$

$$\sigma_k = \frac{69.92}{504.17} = 0.14 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

IPE300-IPE200 Birleşimi:



Şekil 5.14 : IPE300-IPE200 Birleşimi

Birleşime etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler YÜK2 yüklemesinde oluşmaktadır;

V=1.7t, M=0, N=0

- Birleşimde kullanılan bulon çapı;

4M16 (ISO 5.6) kullanılmıştır.

$d \le \sqrt{5t_{min}} - 0.2$ olmalıdır. **(5.48)**

$d \le \sqrt{5 \times 0.71} - 0.2 = 1.68\,cm$

M16 uygundur.

Birleşim araçları arasındaki uzaklık;

$e \ge 3.5d$ olmalıdır.

$e=3.5 \times 16=56mm$

50<56mm uygun değildir.

$e_1 \geq 2d$ olmalıdır.

$e_1 = 2 \times 16 = 32mm$

40>32mm uygundur.

$e_2 \geq 1.5d$ olmalıdır.

$e_2 = 1.5 \times 16 = 24mm$

40>24mm uygundur.

- Bulonların tahkiki;

İki bulon sırasının birleşim yüzeyine olan ortalama uzaklığı;

$$a = \frac{120+170}{2} = 145mm = 14.5cm$$

Bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$V = \frac{1.7}{4} = 0.425t$$

Birleşim yüzeyinde meydana gelen ek moment;

$$M = 1.7 \times 14.5 = 24.65tcm$$

$$H = \frac{M}{l} \times f \qquad \textbf{(5.49)}$$

$$H = \frac{24.65}{5} \times 0.8 = 3.94t$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \qquad \textbf{(5.50)}$$

$$R = \sqrt{0.425^2 + 3.94^2} = 3.96t$$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tau_{sem} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times 1.6^2}{4} 2.1 = 4.22t$$

$$N_L = d \times t_{min} \sigma_{lem} \quad \textbf{(5.41)}$$

$$N_L = 1.6 \times 0.71 \times 3.6 = 4.1t$$

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_L) = 4.1t > R = 3.96t$$

- Birleşim levhası kaynağı tahkiki;

$$F_k = 2 \times 0.3 \times (27.9 - 2 \times 0.3) = 16.38cm^2$$

$$W_k = 2 \times 0.3 \frac{(27.9 - 2 \times 0.3)^2}{6} = 74.53cm^3$$

$$\tau_k = \frac{V}{F_k} \quad \textbf{(5.51)}$$

$$\tau_k = \frac{1.7}{16.38} = 0.103t/cm^2 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} \quad \textbf{(5.52)}$$

$$\sigma_k = \frac{24.65}{74.53} = 0.33 < \sigma_s = 0.75t/cm^2$$

5.6.4 Çapraz Birleşimlerinin Tahkiki

Çaprazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolları yapılacaktır. Ayrıca birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanını da sağlayacaktır.

- Çaprazın eksenel kuvvet (çekme veya basınç) kapasitesi.
- Denk.(5.24) ve Denk(5.25)'de verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen çapraz eksenel kuvveti.

$$1.0G + 1.0Q \pm \Omega_0 E \quad \textbf{(5.24)}$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad \textbf{(5.25)}$$

- Düğüm noktasına birleşen diğer elemanlar tarafından söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük eksenel kuvvet.

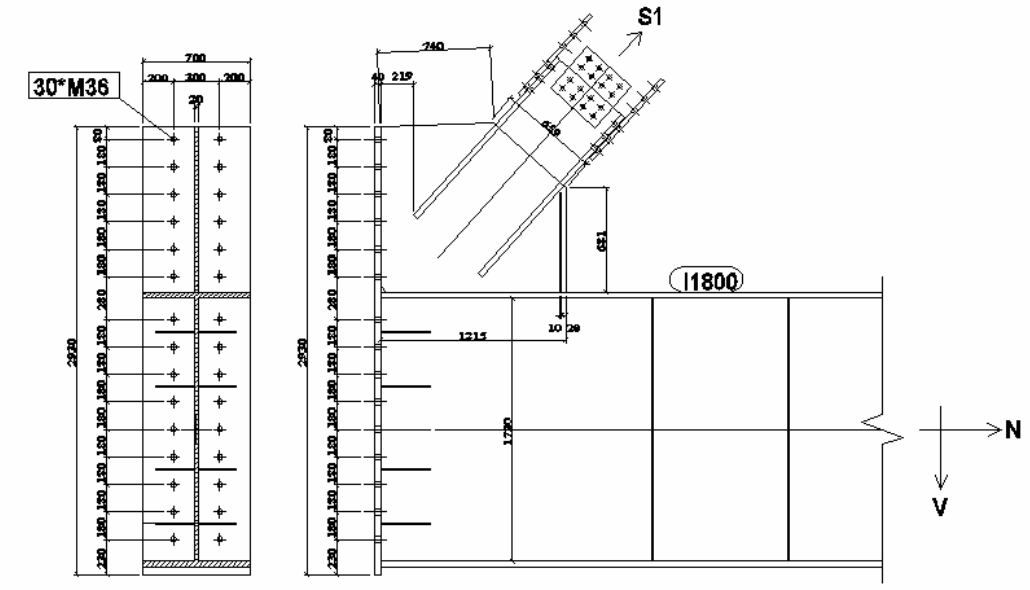
Çaprazları kolonlara ve/veya kirişlere bağlayan düğüm noktası levhaları aşağıdaki iki

koşulu da sağlayacaklardır.

- Düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına birleşen çaprazın eğilme kapasitesinden daha az olmayacaktır.
- Düğüm noktası levhasının düzlem dışına burkulmasının önlenmesi amacıyla, çaprazın ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm levhası kalınlığının iki katından daha fazla olmayacaktır. Buna uyulamadığı durumlarda, ilave berkitme levhaları kullanılarak düğüm levhasının düzlem dışına burkulması önlenecektir.

2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre çapraz birleşimlerinin sağlaması gereken koşullar yukarıda verilmiştir. Aşağıda mevcut bir çapraz birleşimi üzerinde tüm bu koşullar tahkik edilecektir.

I1800-HAC1200 15-C600 Birleşimi:



Şekil 5.15 : I1800-HAC1200 15-C600 Birleşimi

- Çaprazın eksenel çekme kapasitesi:

$$N_{çp} = \sigma_a A_n$$

$$A_n = 438 cm^2$$

$$\sigma_a = 3.6 t / cm^2 \text{ (St52)}$$

$N_{çp} = 438 \times 3.6 = 1576.8t$

- Arttırılmış yüklemelerden meydana gelen çapraz eksenel kuvveti:

$1.0G + 1.0Q \pm \Omega_0 E$ yüklemesinde $N_d = 319.6t$

$0.9G \pm \Omega_0 E$ yüklemesinde $N_d = 276.6t$

Bu durumda hesaplarda kullanılması gereken $N_d = 276.6t$ olur.

- Çapraz elemanını düğüm noktası levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$F_k = 8 \times 0.7(80 - 2 \times 0.7) = 440.16 cm^2$

$\tau_k = \dfrac{276.6}{440.16} = 0.628 < \sigma_{kem} = 1.1 t/cm^2$

- Düğüm noktası levhasını kiriş üst başlığına ve alın levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$N_{dx} = 276.6 \times Cos 42.9 = 202.62t$

$F_{kx} = 2 \times 1.0\left(117.5 - 2 \times 1.0\right) = 231 cm^2$

$\sigma_{kx} = \dfrac{202.62}{231} = 0.877 < \sigma_{kem} = 1.1 t/cm^2$

$N_{dy} = 276.6 \times Sin 42.9 = 188.29t$

$F_{ky} = 2 \times 1.0\left(104 - 2 \times 1.0\right) = 204 cm^2$

$\sigma_{ky} = \dfrac{188.29}{204} = 0.922 < \sigma_{kem} = 1.1 t/cm^2$

- Düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi:

Düğüm noktası levhası boyutları,

$b = 2cm$, $h = 106cm$

Simetrik kesitlerde,

$W_{px} = 2S_x$ olur.

$S_x = \sum F \times d$ (S_x, Kesitin yarısının statik momenti)

$S_x = 2 \times 53 \times 26.5 = 2809 cm^3$

$W_{px} = 2 \times 2809 = 5618 cm^3$

Çapraz elemanın eğilme kapasitesi,

$S_x = 2 \times 27 \times 13.5 + 3 \times 50 \times 27.5 = 5004 cm^3$

$W_{px} = 2 \times 5004 = 10008 cm^3$

$5618 cm^3 < 10008 cm$ olduğundan bu koşul sağlanmamaktadır.

- Düğüm noktasına birleşen I1800 kirişinden gelebilecek en büyük kesme kuvveti:

$V_{\max} = 2.0 \times 172 \times 1.247 = 428.97 t$

I1800 kirişini alın levhasına bağlayan kaynakların tahkiki:

$F_k = 2 \times 1.4 \left(172 - 2 \times 1.4\right) = 473.76 \text{cm}^2$

$\tau_{\text{k}} = \dfrac{428.97}{473.76} = 0.905 < \tau_{\text{kem}} = 1.1 \text{t/cm}^2$

Alın levhasını kolona bağlayan bulunların tahkiki $\left(30M36\right)$:

$\sum V_y = 428.97 + 188.29 = 617.26 t$

$\sum V_x = 202.62 t$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kesme kuvveti;

$$\text{N}_{\text{s1}} = \frac{\pi \times \text{d}^2}{4} \tau_{\text{sem}} \qquad \textbf{(5.40)}$$

$\text{N}_{\text{s1}} = \dfrac{\pi \times 3.6^2}{4} 2.1 = 21.36 \text{t}$

$$\text{N}_{\text{L}} = \text{d} \times \text{t}_{\min} \sigma_{\text{lem}} \qquad \textbf{(5.41)}$$

$\text{N}_{\text{L}} = 3.6 \times 3 \times 3.6 = 38.88 \text{t}$

$\text{N}_{\text{em}} = \min(\text{N}_{\text{s1}}, \text{N}_{\text{L}}) = 21.36 \text{t}$

$\text{V} = 30 \times 21.36 = 640.8 \text{t} > \sum V_y = 617.26 t$

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği normal kuvvet;

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86d)^2}{4} \sigma_{çem} \quad \textbf{(5.42)}$$

$$N_{em} = \frac{\pi \times (0.86 \times 3.6)^2}{4} 3.6 = 27.09t$$

$$N = 30 \times 27.09 = 812.7t > \sum V_x = 202.62t$$

5.7 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Kontrolü

Mevcut yapının zemin katı ve birinci normal katı betonarme olup, yapının çevresinde +9.315m kotundan -5.0m kotuna kadar devam eden 75cm kalınlığında betonarme bir perde mevcuttur. Yapı -5.0m kotu ile -7.0m kotu arasında yer alan 200cm'lik bir radye temele oturmaktadır. Aşağıda mevcut yapının betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre tahkiki yapılacaktır.

5.7.1 Kirişlerin Tahkiki

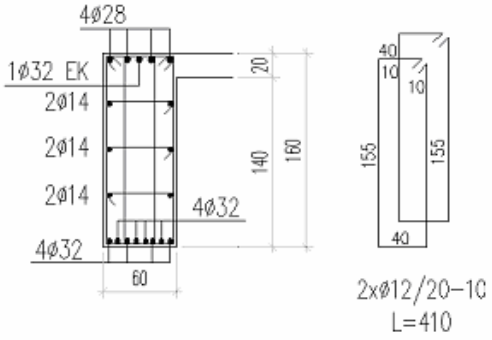
Aşağıda +9.315m kotunda yer alan 60/160 boyutlarındaki kirişlerden en olumsuzu tahkik edilecektir.

K001 60/160 Kirişinin Tahkiki:

Kirişe etkiyen en elverişsiz kesit tesirleri YÜK3 yüklemesi altında meydana gelmektedir. Buna göre;

M_a=231.5tm, M_m=-150.84tm, V=73.08t olmaktadır.

Malzeme: BS30/BÇIII



Şekil 5.16 : K001 60/160 Kirişi Kesiti

- Açıklıkta Hesap:

M_a=231.5tm=2315KNm, $d' = 5cm$, $d = 155cm$, $b_w = 60cm$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} \text{ (KN,m)} \qquad \textbf{(5.53)}$$

$$K = \frac{0.6 \times 1.55^2}{2315} = 62 \times 10^{-5} \text{ ise } k_s = 2.91$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} \qquad \textbf{(5.54)}$$

$$A_s = \frac{2.91 \times 2315}{1.55} = 43.46cm^2 \text{ (Açıklıkta gerekli donatı)}$$

Açıklıta mevcut donatı $8\phi 32 = 64.34cm^2 > 43.46cm^2$

- Mesnette hesap:

M_m=-150.84tm=-1508.4KNm, $d' = 5cm$, $d = 155cm$, $b_w = 60cm$

$$K = \frac{0.6 \times 1.55^2}{1508.4} = 95.6 \times 10^{-5} \text{ ise } k_s = 2.87$$

$$A_s = \frac{2.87 \times 1504.8}{1.55} = 27.93cm^2 \text{ (Mesnette gerekli donatı)}$$

Mesnette mevcut donatı $4\phi 28 + 1\phi 32 = 24.63 + 8.04 = 32.67cm^2 > 27.93cm^2$

- Gövde donatısı hesabı:

h>600mm ise kirişe gövde donatısı yerleştirilir.

$$A_{sgövde} = 0.001 b_w d \qquad \textbf{(5.55)}$$

h=1600mm>600mm olduğundan gereken gövde donatısı;

$$A_{sgövde} = 0.001 \times 600 \times 1550 = 930mm^2 = 9.3cm^2$$

Mevcut gövde donatısı $6\phi 14 = 9.3cm^2$ yeterlidir.

- Kayma hesabı:

Kayma hesabı en büyük kesme kuvvetine göre hesaplanıp, kayma güvenliği beton ve etriye ile sağlanacaktır.

Kirişe etkiyen en büyük kesme kuvveti V_d=73.08t olmaktadır.

$V_r \geq V_d$ olmalıdır.

$V_d \leq 0.22 f_{cd} b_w d$ olmalıdır. **(5.56)**

$73.08t \leq 0.22 \times 0.2 \times 60 \times 155 = 409.2t$

$V_r = V_c + V_w$ **(5.57)**

$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d$ **(5.58)**

$V_c = 0.80 V_{cr}$ **(5.59)**

$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d$ **(5.60)**

$V_{cr} = 0.65 \times 0.0125 \times 60 \times 155 = 75.56$

Tasarım kesme kuvveti $V_d \leq V_{cr}$ ise kayma hesabı yapılmaz, minimum donatı yerleştirilir. Buna göre $73.08t \leq 75.56t$ olduğundan kayma hesabına gerek yoktur.

Seçilen etriye: $\phi 12/20-10$

Etriye çapı kirişteki en büyük donatı çapının 1/3'ünden az olamaz.

$12 > \frac{1}{3} \times 32 = 10.67$ olduğunda seçilen etriye çapı uygundur.

Sıklaştırma bölgesi: $2h = 2 \times 160 = 320cm$

Sıklaştırma bölgesinde etriye aralığı:

$s \leq \frac{d}{4} = \frac{1550}{4} = 387.5mm$

$s \leq 150mm$

$s \leq 8\phi_{\min} = 8 \times 14 = 112mm$

Seçilen $s = 100mm$ uygundur.

- Ezilme kontrolü:

Ezilme kontrolü yüksek basınç nedeniyle ortaya çıkabilecek ezilmeyi önlemek amacıyla yapılır.

$V_d \le 0.22 \times 0.2 \times 60 \times 155 = 409.2t$

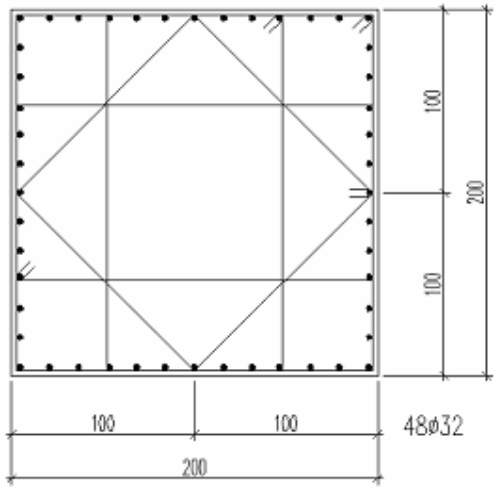
V_d=73.08t<409.2t olduğundan uygundur.

5.7.2 Kolonların Tahkiki

Kolona etkiyen en elverişsiz kesit tesirleri YÜK3 yüklemesi altında meydana gelmektedir. Buna göre;

N=1465.06t, M_x=112.20tm, M_y=24.0tm, V_x=115.7t, V_y=120.56t

Malzeme: BS30/BÇIII



Şekil 5.17 : S1 Kolon Detayı

- Kolon boyuna donatı hesabı:

$$n=\frac{N}{bhf_{cd}}\ (kg,cm) \qquad \textbf{(5.61)}$$

$$n=\frac{1465.06\times10^3}{200\times200\times200}=0.183$$

$$m=\frac{M}{bh^2f_{cd}} \qquad \textbf{(5.62)}$$

$$m_x=\frac{112.2\times10^5}{200\times200^2\times200}=0.007$$

$$m_y=\frac{24.0\times10^5}{200\times200^2\times200}=0.0015$$

$$A_s = \frac{wbh}{\left(f_{yd} \middle/ f_{cd} \right)} \tag{5.63}$$

n=0.183, m_x=0.007, m_y=0.0015 olduğundan w değeri betonarme tablo ve abaklardan okunamıyor. Bu durumda A_s=A_{smin} olur.

Kolonlarda minimum donatı oranı;

$$A_{s\min} = 0.01bh \tag{5.64}$$

$$A_{s\min} = 0.01 \times 200 \times 200 = 400cm^2$$

Mevcut kolonların donatısı: $48\phi 32 = 386.04cm^2$ yeterlidir.

- Kolonun brüt enkesit alanı, N_{dm} düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere,

$$A_c \geq \frac{N_{dm}}{0.5 f_{ck}} \tag{5.65}$$

koşulunu sağlayacaktır [2].

$$A_c = 200 \times 200 = 40000cm^2$$

$$40000cm^2 \geq \frac{N_{dm}}{0.5 f_{ck}} = \frac{1465.06 \times 10^3}{0.5 \times 300} = 9767.07cm^2$$

- Etriyeli kolonlarda $N_d > 0.2 A_c f_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, Denk.(5.66)'da verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır. Bu hesapta kolonun çekirdek boyutu b_k, her iki doğrultu için ayrı ayrı gözönüne alınacaktır [2].

$$A_{sh} \geq 0.3 s b_k \left[\left(A_c / A_{ck} \right) - 1 \right] \left(f_{ck} / f_{ywk} \right) \tag{5.66a}$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k \left(f_{ck} / f_{ywk} \right) \tag{5.66b}$$

$$Nd = 1465.06t$$

$$0.2 f_{ck} A_c = 0.2 \times 2 \times 2 \times 3000 = 2400t$$

$N_d < 0.2 A_c f_{ck}$ olduğundan bu koşul tahkik edilmeyecektir.

- $N_d \le 0.2 A_c f_{ck}$ olması durumunda, kolon sarılma bölgelerinde Denk.(5.66) ile verilen enine donatıların en az 2/3'ü, minimum enine donatı olarak kullanılacaktır [2].

$$A_{sh} \ge 0.3 \times 10 \times 190 \times \left[\left(40000 / 36100 \right) - 1 \right] \times \left(300 / 4200 \right) = 4.4 cm^2 \qquad \textbf{(5.66a)}$$

$$A_{sh} \ge 0.075 \times 10 \times 190 \times \left(300 / 4200 \right) = 10.2 cm^2 \qquad \textbf{(5.66b)}$$

Mevcut kolonda her iki yöndeki A_{sh} ve enine donatı düzeni aynı olduğundan, her iki yön için tek bir hesap yapılacaktır.

$$A_{sh} = 5 A_{01} + 2 Cos45 A_{02}$$

$$A_{sh} = 5 \times 1.13 + 2 \times 0.707 \times 1.13 = 7.24 cm^2$$

$7.24 cm^2 > \frac{2}{3} \times 10.2 = 6.8 cm^2$ olduğundan mevcut kolondaki enine donatı alanı yeterlidir.

- Kolonların kesme güvenliği:

Süneklik düzeyi normal kolonlarda, düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında elde edilen kesme kuvveti, V_d, enine donatı hesabında esas alınacaktır [2]. Mevcut kolon için, iki yöndeki kesme kuvvetlerinden en elverişsizi esas alınacak ve elde edilen sonuçlar her iki yön için de kullanılacaktır.

$V_d \le 0.22 f_{cd} b_w d$ olmalıdır. **(5.56)**

$$V_d = 120.56 t \le 0.22 \times 2000 \times 2 \times 2 = 1760 t$$

$$V_r = V_c + V_w \qquad \textbf{(5.57)}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \qquad \textbf{(5.58)}$$

$$V_c = 0.80 V_{cr} \qquad \textbf{(5.59)}$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d \qquad \textbf{(5.60)}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times 125 \times 2 \times 2 = 325 t$$

Tasarım kesme kuvveti $V_d \le V_{cr}$ ise kayma hesabı yapılmaz, minimum donatı yerleştirilir. Buna göre $120.56t \le 325t$ olduğundan kayma hesabına gerek yoktur.

Mevcut etriye: $\phi 12/20-10$ yeterlidir.

- Kolon sarılma bölgesi:

Herbir kolonun alt ve üst uçlarında özel sarılma bölgeleri oluşturulacaktır. Sarılma bölgelerinin her birinin uzunluğu, döşeme üst kotundan yukarıya doğru veya kolona bağlanan en derin kirişin alt yüzeyinden başlayarak aşağıya doğru ölçülmek üzere, kolon kesitinin büyük boyutundan, kolon serbest yüksekliğinin 1/6'sından ve 50 cm'den az olmayacaktır [2].

Mevcut kolon kesiti=200×200cm

Kolon serbest yüksekliği=872cm

Mevcut kolonda sarılma bölgesi=200cm seçilmiştir.

$200 \ge 200$

$200 \ge 872/6 = 145.3$

$200 \ge 50$ olduğundan seçilen sarılma bölgesi uzunluğu yeterlidir.

Sarılma bölgesinde enine donatı aralığı=s

$s \ge 50mm$

$s \le 100mm$

$s \le \min(a/3, b/3)$ olmalıdır [2].

$a/3 = b/3 = 667mm$

(a, b kolon boyutlarıdır)

Mevcut kolonda s=100 seçildiğinden yönetmelikte öngörülen tüm koşulları sağlamaktadır.

5.7.3 Betonarme Perdelerin Tahkiki

- Perde enine donatı hesabı:

$M_1 = 180KNm$, $d = 70cm$, $d' = 5cm$, $b = 1.0m$

(b, Birim genişlik için hesap yapılır)

$$K = \frac{bd^2}{M_d} \text{ (KN,m)} \qquad \textbf{(5.53)}$$

$K = \frac{1 \times 0.7^2}{180} = 272 \times 10^{-5}$ ise $k_s = 2.80$ olur.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} \qquad \textbf{(5.54)}$$

$A_s = \frac{2.80 \times 180}{0.7} = 720 mm^2 = 7.2 cm^2$ (Gerekli donatı)

Mevcut donatı: $\phi 14/15\,(10.26 cm^2)$

$10.26 cm^2 > 7.2 cm^2$ olduğundan mevcut donatı yeterlidir.

- Perde boyuna donatı hesabı:

$M_2 = 206 KNm$, $d = 70 cm$, $d' = 5 cm$, $b_w = 1.0 m$

(b_w, Birim genişlik için hesap yapılır)

$K = \frac{1 \times 0.7^2}{206} = 238 \times 10^{-5}$ ise $k_s = 2.81$ olur.

$A_s = \frac{2.81 \times 206}{0.7} = 827 mm^2 = 8.27 cm^2$

Mevcut donatı: $\phi 14/15\,(10.26 cm^2)$

$10.26 cm^2 > 8.27 cm^2$ olduğundan mevcut donatı yeterlidir.

Süneklik düzeyi normal perdelerin sağlaması gereken koşullar aşağıda belirtilmiştir:

- Gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm'den az olmayacaktır [2].

Kat yüksekliği: $H = 1431.5 cm$

Mevcut perde kalınlığı: $b_w = 75 cm$

$b_w = 75 cm > \frac{1}{20} \times 1431.5 cm = 71.575 cm$ olduğundan mevcut perde kalınlığı yeterlidir.

- $H_w / l_w > 2.0$ olan perdelerin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulacaktır [2].

$H_w = 1431.5cm$ (Temel üstünden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği)

$l_w = 1800cm$ (Perdenin plandaki uzunluğu)

$\frac{H_w}{l_w} = \frac{1431.5}{1800} = 0.795 < 2.0$ olduğundan perde uç bölgesi yapmaya gerek yoktur.

- Temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20 den daha fazla küçüldüğü seviyeden itibaren kritik perde yüksekliği, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, Denk.(5.67)'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenecektir [2].

$H_{cr} \geq l_w$ **(5.67a)**

$H_{cr} \geq H_w / 6$ **(5.67b)**

$l_w = 1800cm$ (Perdenin plandaki uzunluğu)

$H_{cr} \geq 1800cm$ **(5.67a)**

$H_w = 1431.5cm$ (Temel üstünden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği)

$H_{cr} \geq \frac{1431.5}{6} = 238.6cm$ **(5.67b)**

Bu durumda $H_{cr} = 1800cm$ olur.

- Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların herbiri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0.0025'inden az olmayacaktır. $H_w / l_w \leq 2.0$ olması durumunda perde gövdesi, perdenin tüm kesiti olarak gözönüne alınacaktır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250mm'den fazla olmayacaktır [2].

$\frac{H_w}{l_w} = \frac{1431.5}{1800} = 0.795 < 2.0$ olduğundan perde gövdesi, perdenin tüm kesiti olarak gözönüne alınacaktır.

Mevcut düşey donatılar: $240\phi 14/15 = 369.6cm^2$

$A_{s\min} = 0.0025 b_w l_w$ ise

$A_{s\min} = 0.0025 \times 75 \times 1800 = 337.5cm^2$

$369.6cm^2 > 337.5cm^2$ olduğundan mevcut düşey donatılar yeterlidir.

Donatı aralığı: $s = 150mm < 250mm$

Mevcut yatay donatılar: $192\phi 14/15 = 295.7cm^2$

$A_{s\min} = 0.0025 b_w l_w$ ise

$A_{s\min} = 0.0025 \times 75 \times 1431.5 = 268.4cm^2$

$295.7cm^2 > 268.4cm^2$ olduğundan mevcut yatay donatılar yeterlidir.

Donatı aralığı: $s = 150mm < 250mm$

- Perde kesitlerinin kesme dayanımı, V_r, Denk.(5.68) ile hesaplanacaktır [2].

$$V_r = A_{ch}\left(0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}\right) \quad \textbf{(5.68)}$$

$A_{ch} = 75 \times 1800 = 135000cm^2$ (Boşluksuz perdenin brüt enkesit alanı)

$\rho_{sh} = 0.00275$ (Yatay gövde donatılarının hacımsalm oranı)

$f_{ywd} = 3650kg/cm^2$ (Enine donatının tasarım akma dayanımı)

$f_{ctd} = 12.5kg/cm^2$ (BS30, Betonun tasarım çekme dayanımı)

$$V_r = 135000 \times \left(0.65 \times 12.5 + 0.00275 \times 3650\right) = 2451938kg \cong 2452t \quad \textbf{(5.68)}$$

V_e tasrım kesme kuvveti aşağıdaki koşulları sağlayacaktır.

Süneklik düzeyi normal perdelerde $V_e = 2V_d$ olarak alınır [2].

$V_e = 2V_d = 2 \times 120.56 = 241.12t$

$$V_e \le V_r \quad \textbf{(5.69a)}$$

$$V_e \le 0.22 A_{ch} f_{cd} \quad \textbf{(5.69b)}$$

$$V_e = 241.12t < V_r = 2452t \quad \textbf{(5.69a)}$$

$$V_e = 241.12t < 0.22 \times 135000 \times 1700 = 5049000kg = 5049t \quad \textbf{(5.69b)}$$

Tasarım kesme kuvveti Denk.(5.69)'da istenen koşulları sağlamaktadır.

5.7.4 Temel Tahkiki

- Mevcut temel bilgileri:

$A = 2650cm$, $B = 2750cm$, $h = 200cm$, $d = 195cm$, $d' = 5cm$

Malzeme bilgileri: BS30, BÇIII

Zemin bilgileri: $\sigma_{z,em} = 15t/m^2$, $K_v = 3000t/m^3$

- Zımbalama tahkiki:

$V_{pr} \geq V_{pd}$

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} U_p d \qquad \textbf{(5.70)}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5\frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x b_y}}} \qquad \textbf{(5.71)}$$

$$e_{(x,y)} = M_{(x,y)} / N \qquad \textbf{(5.72)}$$

$$e_{\min(x,y)} = 15mm + 0.03h_{(x,y)} \qquad \textbf{(5.73)}$$

$$b_{(x,y)} = h_{(x,y)} + d \qquad \textbf{(5.74)}$$

$$U_p = 2(b_x + b_y) \qquad \textbf{(5.75)}$$

$f_{ctd} = 12.5kg/cm^2$

Zımbalama tahkiki en elverişsiz kolonun kesit tesirleri ile yapılacaktır.

N=1465.06t, M_x=112.20tm, M_y=24.0tm, V_x=115.7t, V_y=120.56t

$$e_x = \frac{112.2}{1465.06} = 0.076m = 76mm$$

$$e_{x\min} = 15 + 0.03 \times 2000 = 75mm$$

$e_x = 76mm = 0.076m$ olur.

$$e_y = \frac{24.04}{1465.06} = 0.016m = 16mm$$

$$e_{y\min} = 15 + 0.03 \times 2000 = 75mm$$

$e_y = 75mm = 0.075m$ olur.

$b_x = 2.0 + 1.95 = 3.95m$

$b_y = 2.0 + 1.95 = 3.95m$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5\frac{0.076 + 0.075}{\sqrt{3.95 \times 3.95}}} = 0.945$$

$U_p = 2 \times (3.95 + 3.95) = 15.8m$

$V_{pr} = 0.945 \times 125 \times 15.8 \times 1.95 = 3639.43t$

$V_{pr} = 3639.43t > V_d = 1465.06t$ olduğundan mevcut temel kalınlığı yeterlidir.

- Temel betonarme hesabı:

X yönü için hesap:

$M_x = 1628KNm$, $h = 200cm$, $d = 195cm$, $d' = 5cm$

$$K = \frac{bd^2}{M_d} \text{ (KN,m)} \qquad \textbf{(5.53)}$$

$K = \frac{1 \times 1.95^2}{1628} = 233.6 \times 10^{-5}$ ise $k_s = 2.81$ olur.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} \qquad \textbf{(5.54)}$$

$A_s = \frac{2.81 \times 1628}{1.95} = 2346.0mm^2 = 23.46cm^2$ (Gerekli üst donatı)

Mevcut üst donatı: $\phi 28/15$ $(41.04cm^2)$

$$A_{s\min} = 0.00175 b_w d \qquad \textbf{(5.76)}$$

$A_{s\min} = 0.00175 \times 100 \times 195 = 34.125cm^2$

$41.04cm^2 > 34.125cm^2$ olduğundan mevcut üst donatı yeterlidir.

Mevcut alt donatı: $\phi 28/15$ $(41.04cm^2)$

$A_{s\min} = 0.00175 b_w d$

$A_{s\min} = 0.00175 \times 100 \times 195 = 34.125 cm^2$

$41.04 cm^2 > 34.125 cm^2$ olduğundan mevcut alt donatı yeterlidir.

Y yönü için hesap:

$M_y = 1687.2 KNm$, $h = 200 cm$, $d = 195 cm$, $d' = 5 cm$

$K = \dfrac{1 \times 1.95^2}{1687.2} = 225.4 \times 10^{-5}$ ise $k_s = 2.81$

$A_s = \dfrac{2.81 \times 1687.2}{1.95} = 2431.3 mm^2 = 24.313 cm^2$ (Gerekli üst donatı)

Mevcut üst donatı: $\phi 28/15$ $(41.04 cm^2)$

$A_{s\min} = 0.00175 b_w d$

$A_{s\min} = 0.00175 \times 100 \times 195 = 34.125 cm^2$

$41.04 cm^2 > 34.125 cm^2$ olduğundan mevcut üst donatı yeterlidir.

Mevcut alt donatı: $\phi 28/15$ $(41.04 cm^2)$

$A_{s\min} = 0.00175 b_w d$

$A_{s\min} = 0.00175 \times 100 \times 195 = 34.125 cm^2$

$41.04 cm^2 > 34.125 cm^2$ olduğundan mevcut alt donatı yeterlidir.

6. YETERSİZ KESİT ve BİRLEŞİMLERİN 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE GÜÇLENDİRİLMESİ

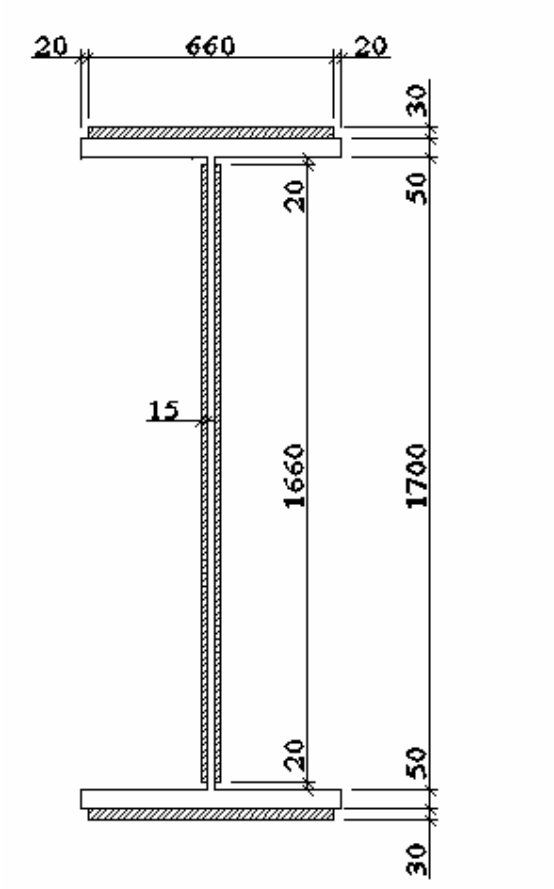
6.1 Yetersiz Kesitlerin Güçlendirilmesi

6.1.1 Kirişlerin Güçlendirilmesi

Mevcut yapı kirişleri Bölüm 5'te tahkik edilmiştir. Yapılan gerilme ve sehim tahkikleri sonucunda yetersiz olan kirişler aşağıdaki gibi güçlendirilmiştir.

I1800Y2: (St 52 $\sigma_a = 3600\ \text{kg/cm}^2$)

M = 3053.65×10^5 kgcm, V = 221430 kg, N = 0 kg



Şekil 6.1 : Güçlendirilmiş I1800Y2 Kirişi

Yukarıdaki şekilden de anlaşıldığı gibi mevcut kiriş, başlık ve gövde levhasına ek levhalar yerleştirilerek güçlendirilmiştir.

Güçlendirilmiş I1800Y2 kirişi mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 119670\ \text{cm}^3$, Fgövde = 170×2.5 +2×166×1.5= 923 cm^2, l = 1950 cm

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{3053.65\times10^5}{119670} = 2551.73\text{kg/cm}^2 \geq \sigma_{\text{çem}} = 2160\text{kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = 221430/923{=}240.0\ \text{kg/cm}^2 < \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 1250\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2551.73^2 + 3\times(240.0)^2} = 2585.36 < 0.75\times\sigma_a = 2700\text{kg/cm}^2 \text{(H Yüklemesi)}$$

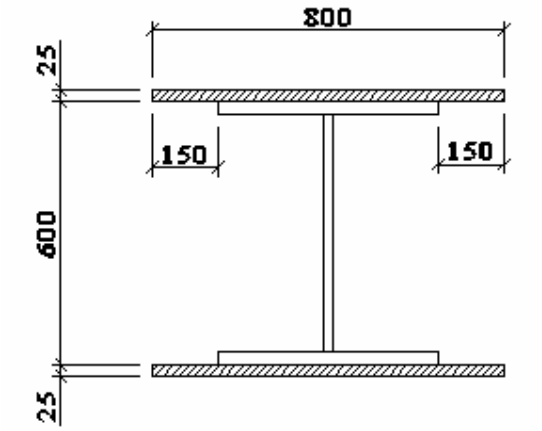
Sehim kontrolü;

Deplasman 3.5 cm < 1950/300 = 6.5 cm

6.1.2 Çaprazların Güçlendirilmesi

2007 Deprem Yönetmeliğine göre, çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır. Tablo 5.5'den görüldüğü gibi λ_y narinlik değeri sınır değeri aşmıştır. Bu durumda gerekli narinlik sınır değerinin sağlanması için mevcut çapraz elemanı iki şekilde güçlendirilmiştir.

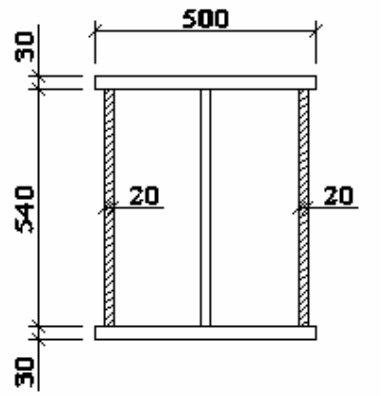
Güçlendirilmiş çapraz elemanların narinlik kontrolü aşağıdaki tablolarda verilmiştir.



Şekil 6.2 : 1. Tip Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı (G_1=657.8 kg/m)

Tablo 6.1 : 1. Tip İçin Narinlik Kontrolü

Kat No	Eleman No	Burkulma Boyu Katsayısı		Eleman Boyu (cm)	Atalet Yarıçapı (cm3)		Burkulma Boyu (cm)		Narinlik Değeri		Sınır Değer
		S_{kx}	S_{ky}	L	i_x	i_y	L_x	L_y	λ_x	λ_y	λ_{max}
7'	D49	1	1	1803	28.6	18.8	1803	1803	63.04	95.90	96.6
	D50	1	1	1803	28.6	18.8	1803	1803	63.04	95.90	96.6
	D59	1	1	1803	28.6	18.8	1803	1803	63.04	95.90	96.6
	D60	1	1	1803	28.6	18.8	1803	1803	63.04	95.90	96.6
	D91	1	1	1789	28.6	18.8	1789	1789	62.55	95.16	96.6
	D93	1	1	1789	28.6	18.8	1789	1789	62.55	95.16	96.6
	D105	1	1	1789	28.6	18.8	1789	1789	62.55	95.16	96.6
	D107	1	1	1789	28.6	18.8	1789	1789	62.55	95.16	96.6



Şekil 6.3 : 2. Tip Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı (G_2=552.6kg/m)

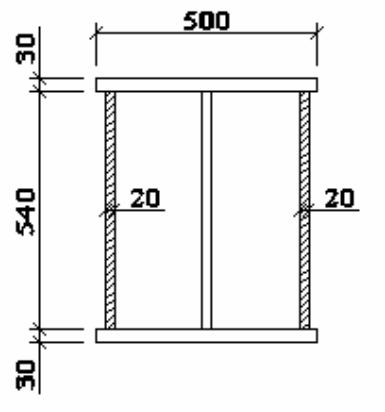
Tablo 6.2 : 2. Tip İçin Narinlik Kontrolü

Kat No	Eleman No	Burkulma Boyu Katsayısı		Eleman Boyu (cm)	Atalet Yarıçapı (cm3)		Burkulma Boyu (cm)		Narinlik Değeri		Sınır Değer
		S_{kx}	S_{ky}	L	i_x	i_y	L_x	L_y	λ_x	λ_y	λ_{max}
7"	D49	1	1	1803	22.6	18.83	1803	1803	79.78	95.75	96.6
	D50	1	1	1803	22.6	18.83	1803	1803	79.78	95.75	96.6
	D59	1	1	1803	22.6	18.83	1803	1803	79.78	95.75	96.6
	D60	1	1	1803	22.6	18.83	1803	1803	79.78	95.75	96.6
	D91	1	1	1789	22.6	18.83	1789	1789	79.16	95.01	96.6
	D93	1	1	1789	22.6	18.83	1789	1789	79.16	95.01	96.6
	D105	1	1	1789	22.6	18.83	1789	1789	79.16	95.01	96.6
	D107	1	1	1789	22.6	18.83	1789	1789	79.16	95.01	96.6

Tablo 6.1 ve Tablo 6.2'den görüldüğü gibi güçlendirilmiş çapraz elemanın her iki yöndeki de λ_x ve λ_y narinlik değerleri mevcut yönetmeliğin öngördüğü sınır değerlerin altındadır.

- Güçlendirilmiş çapraz elemanın tahkiki:

Aşağıda geliştirilen iki tip güçlendirilmiş çapraz elemanlarından ağırlıkça daha ekonomik olanı tahkik edilecektir.



Şekil 5.18 : Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı

YÜK12 yüklemesinde oluşan kesit tesirleri:

N=423.9t, M=0, V=0

Güçlendirilmiş çapraz elemanın karakteristik değerleri;

F=704.07 cm^2 , i_x=23cm, i_y=18.8cm, l = 1300cm

Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

$$\lambda_{max} = 4.0\sqrt{2100000 / 3600} = 96.6 \quad \textbf{(6.1)}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx} \times l_x}{i_x} = \frac{1.0 \times 1300}{23} = 56.52 < 96.6 \quad \textbf{(6.2a)}$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky} \times l_y}{i_y} = \frac{1.0 \times 1300}{18.8} = 69.15 < 96.6 \quad \textbf{(6.2b)}$$

$\lambda = \lambda_{max} = 69.15$ ise $w = 1.56$ (ST52)

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{çem}}{w} \quad \textbf{(6.3)}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{2160}{1.56} = 1384.6 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{F} \quad \textbf{(6.4)}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{423.9 \times 10^3}{704.07} = 602.07 \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{602.07}{1384.6} = 0.435 < 1.33 \text{ (HZ)} \quad \textbf{(6.5)}$$

6.2 Yetersiz Birleşimlerin Güçlendirilmesi

6.2.1 Çapraz Elemanının Birleşimi

2007 Deprem Yönetmeliğ'ine göre, düğüm noktası levhasının düzlem dışına burkulmasının önlenmesi amacıyla, çaprazın ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm levhası kalınlığının iki katından daha fazla olmayacaktır. Buna uyulamadığı durumlarda, ilave berkitme levhaları kullanılarak düğüm levhasının düzlem dışına burkulması önlenecektir.Aşağıdaki şekilde görüldüğü gibi, çapraz elemanın birleşim yüzeyine olan uzaklığı her iki yönde de mevcut yönetmelikte öngörülen koşulu sağlamamaktadır.

Düğüm levhası kalınlığı t=20mm

Çaprazın yatay yönde birleşim yüzeyine olan uzaklığı l_1=208mm > 2×20=40mm

Çaprazın düşey yönde birleşim yüzeyine olan uzaklığı l_1=350mm > 2×20=40mm

Mevcut birleşimin yukarıdaki koşulu sağlamaması nedeniyle düğüm noktası levhası aşağıdaki şekilde gösterildiği gibi 20mm'lik levhalar ile iki doğrultuda berkitilmiştir.

Ayrıca, düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına bağlanan çaprazın eğilme kapasitesinden az olduğu için yetersizdir. Bu durumda mevcut düğüm noktası levhası boyutları büyütülecektir.

Mevcut düğüm noktası levhası boyutları;

$b = 2cm$, $h = 106cm$

Mevcut düğüm levhasının her iki yanından 1cm kalınlığında çelik levhalar ile güçlendirilmesi durumunda elde edilen yeni boyutlar;

$b = 4cm$, $h = 106cm$

Simetrik kesitlerde,

$W_{px} = 2S_x$ olur.

$S_x = \sum F \times d$ (S_x, Kesitin yarısının statik momenti)

$S_x = 4 \times 53 \times 26.5 = 5618cm^3$

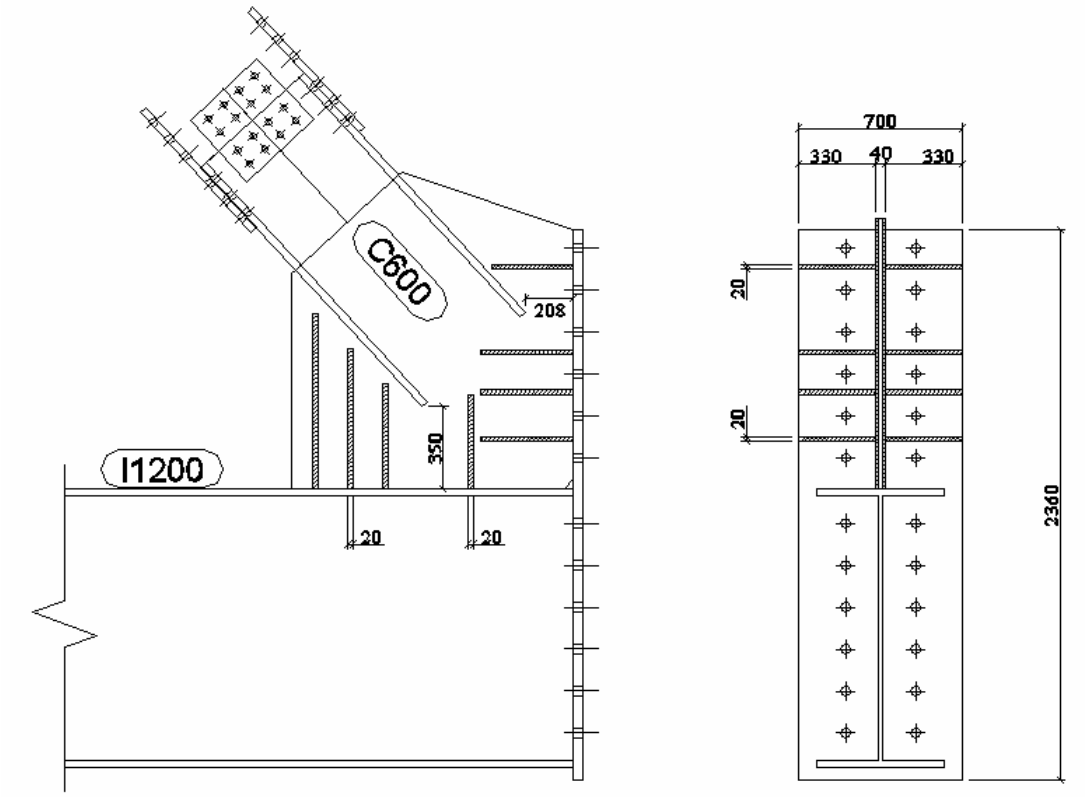
$W_{px} = 2 \times 5618 = 11236cm^3$

Çapraz elemanın eğilme kapasitesi,

$S_x = 2 \times 27 \times 13.5 + 3 \times 50 \times 27.5 = 5004cm^3$

$W_{px} = 2 \times 5004 = 10008cm^3$

$11236cm^3 > 10008cm^3$ olduğundan güçlendirilmiş kesit yeterlidir.



Şekil 6.4 : Güçlendirilmiş Düğüm Noktası Levhası

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Sunulan bu çalışmada mevcut çok katlı çelik bir yapının taşıyıcı sistem ve birleşim detaylarının 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre tahkik edilmesi, yetersiz kesit ve birleşimlerin hem ekonomik hem de uygulanabilir bir şekilde güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Tasarımda özellikle yönetmeliğe yeni eklenen maddeler ve değişen maddeler ayrıntılı olarak incelenmiştir. Yapılan çalışmalar sırasında 2007 Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen tasarım kriterleri esas alınsa da bütün dünyada kabul gören bazı uluslararası standartlara da başvurulmuştur. Böylece hem yapılan çalışmayı daha geniş bir alana yaymak hem de 2007 Deprem Yönetmeliği'ni uluslararası standartlarla kıyaslamak mümkün hale gelmiştir.

Mevcut çelik endüstri yapısının 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre incelenmesi sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda belirtilmiştir:

- Yapıda kullanılan süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlar 2007 Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen narinlik sınır değerlerini aşmıştır. Bu yüzden mevcut narin çapraz elemanları için iki tip güçlendirme detayı geliştirilmiştir. Güçlendirme sonucunda mevcut yapıdaki çaprazların narinlik değeleri yönetmelikteki sınır değerlere uygun hale getirilmiştir. Ayrıca, çaprazların güçlendirilmesi sonucu yapıdaki ağırlık artışı;

1.Tip Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı kullanılırsa: 298.54t

2.Tip Güçlendirilmiş Çapraz Elemanı kullanılırsa: 198.46t

- Yapı çerçeve ve tali kirişlerinin tahkik edilmesi sonucunda bazı kirişlerde gerilme sınır değerlerinin aşıldığı görülmüştür. Mevcut yetersiz kirişlerin güçlendirilmesi için ekonomik ve uygulanabilir bir güçlendirme detayı geliştirilmiştir. Güçlendirme sonucu yapıdaki ağırlık artışı 56.2t olmuştur.
- Yapıdaki taşıyıcı sistem elemanlarının birleşim detaylarının tahkik edilmesi sonucunda, çapraz birleşimleri dışındaki diğer tüm birleşimlerin taşıma kapasitesinin yeterli olduğu tespit edilmiştir. Bu nedenle mevcut çapraz

birleşimleri güçlendirilmiştir. Çapraz birleşimlerinin güçlendirilmesi sonucunda yapı ağırlığı 17.28t artmıştır.

Yapılan çalışmalar sırasında esas alınan 2007 Deprem Yönetmeliği'ne yeni eklenen veya değiştirilen bazı tasarım kurallarının eksiklikleri kanımca şunlardır:

- **Madde 4.5:** Çaprazların çerçeve düğüm noktalarına merkezi olarak bağlandığı Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler süneklik düzeyi yüksek veya süneklik düzeyi normal sistem olarak boyutlandırılabilirler.

2007 Deprem Yönetmeliği'nde merkezi çaprazlar için, aynı düğüm noktasına birleşen kiriş, kolon ve çaprazların eksenlerinin aynı noktada kesişmesi koşul olarak verilmiştir. Ancak, konutlarda özellikle mimari nedenlerden dolayı, endüstri yapılarında ise ekipman, boru ve fan gibi elemanların geçişini engellememek için ufak bir eksantrisite uygulamak gerekebilir. Bu durumda, UBC 1997'de belirtildiği gibi, hesaplarda göz önüne alınmak koşulu ile bu eksantirisite (dış merkezlik) merkezi çaprazlarda uygulanabilir. Bununla beraber, UBC 1997'de bu dış merkezliğin en fazla çapraz elemanın genişliği kadar olabileceği de belirtilmiş ve müsaade edilen dış merkezlik sınırlandırılmıştır.

Ayrıca, bununla ilgili Charles Roeder'ın yaptığı deneyde (Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames, Charles W. Roeder) yapıya üç çeşit deprem etkisi uygulanmıştır. Deney sonucunda elde edilen bilgilere göre, tasarımda dikkate alındığı sürece, merkezi çaprazlarda küçük eksantirisite kullanılabilir.

- **Madde 2.7.4.2:** Denklem(2.11) ile hesaplanan değerden bağımsız olarak, bodrum kat(lar) hariç kat sayısı N>13 olan binalarda doğal periyod, 0.1N'den daha büyük alınmayacaktır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^{N} F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \qquad \textbf{(2.11)}$$

Yapı ortalama kat yüksekliği 3m olarak düşünülürse N=13 olan yapının toplam yüksekliği H=3x13=39m olmaktadır. Yani mevcut yönetmelik toplam yapı yüksekliği 39m'yi aşarsa yapının periyodunu sınırlamak istemektedir. Fakat yapının kullanış amacına göre özellikle endüstri yapılarında bazen bir katın yüksekliği 6-8m civarında olmaktadır. Böyle durumlarda bazen 4-5 katlı bir yapının toplam yüksekliği 39m'yi aşmaktadır. Yani kat sayısı N<13 olmasına reğmen toplam yapı yüksekliği H>39 olmaktadır. Bu durumda ilgili madde yetersiz kalmakta ve tasarımcı mühendis ilgili maddeyi yorumlamakta çelişkiye düşmektedir. Yapı periyodunun sınırlandırılması için kat adedi ile birlikte yapı toplam yüksekliğininde göz önünde tutulmasını sağlayan açıklamalar mevcut maddeye eklenmelidir. Ayrıca, UBC1997'de yapı periyodunun sınırlandırılmasında kat adedi değil yapı toplam yüksekliği esas alınmaktadır.

- **Madde 4.7.1.1 -** Süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına ilişkin koşullar Tablo 4.3'te verilmiştir (EK C).

Tablo 4.3'te basınç elemanları için verilen kompaktlık değerlerinin sadece korniyer ve T kesitleri için kullanılabileceği görülmektedir. Basınç elemanlarının I ve U kesit ile tasarlanması durumunda hangi sınır değerlerin kullanılacağı belirtilmemiştir. Ayrıca UBC 1997'de ve AISC Seismic Provision 2002'de kompaktlık sınır değerleri, süneklik düzeyi yüksek ve süneklik düzeyi normal yapılar için aynı verilmiştir (EK D). Kompaktlık sınır değerleri elemanlarda yerel burkulmaları ve yerel burkulmadan dolayı oluşacak gevrek kırılmayı önlemek amacıyla yönetmeliklerde bulunduğuna göre, gerek süneklik düzeyi normal sistemlerde, gerek süneklik düzeyi yüksek sistemlerde bu değerler aynı olmalıdır.

- **Madde 4.6.1.2 -** Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

  (Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler)

- **Madde 4.7.1.2 -** Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

  (Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler)

- **Madde 4.8.1.2 –** Çaprazların narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

  (Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler)

Yönetmelikte narinlik için bir üst sınır belirtilmesinin nedeni, çapraz elemanlarında tekrarlı yatay yükler altında kalıcı deformasyonların oluşması nedeniyle narinlik değerinin zamanla artması sonucunda çapraz elemanın kırılarak devre dışı kalmasını engellemektir. Mevcut yönetmelikte, Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler ve Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler için de aynı narinlik oranı sınır değer olarak verilmiştir. UBC 1997'de ise bu sınır değer Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler için $4.23\sqrt{E_s / \sigma_a}$ Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler için ise $5.87\sqrt{E_s / \sigma_a}$ olarak belirtilmektedir. Burada yüksek sünek olarak tasarlanmış çaprazlar için verilen narinlik sınır değeri normal sünek olarak tasarlanandan daha fazladır.

- **Madde 4.6.2:** 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'u ve en çok %70'i basınca çalışan çaprazlar tarafından karşılanacak şekilde düzenlenecektir.

Yönetmelikte yukarıdaki koşul Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeveler için verilmiştir.

AISC Seismic Provision 2002'de Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçevelerde, toplam yatay yüklerin en az %30'u ve en fazla %70'inin çekmeye çalışan çaprazlar tarafından karşılanması istenmiştir. Her iki yönetmelikte de dağılım oranları aynı olmakla beraber, yatay yükleri karşılayacak çaprazların çalışma durumları (çekme, basınç) farklı seçilmiştir.

Roeder tarafından yapılan deneylerde, gerçek boyutlarında inşaa edilen üç boyutlu merkezi çelik çaprazlı bir yapının farklı büyüklükteki deprem etkileri altında davranışı incelenmiştir. Deney sonuçlarında, az şiddetli deprem etkilerinde enerji yutumunun %80'inin, büyük şiddetli deprem etkilerinde ise enerji yutumunun %60'ının çaprazlar tarafından sönümlendiği tespit edilmiştir.

- **Madde 4.6.3:** Çaprazların Birleşimleri

Madde 4.6.3.1 - Çaprazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanını da sağlayacaktır:

(a) Çaprazın eksenel kuvvet (çekme veya basınç) kapasitesi.

(b) Düğüm noktasına birleşen diğer elemanların kapasitelerine bağlı olarak, söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük eksenel kuvvet.

(c) Denk.(4.1a) ve Denk.(4.1b)'de verilen arttırılmış yükleme durumlarından meydana gelen çapraz eksenel kuvveti.

$$1.0G + 1.0Q \pm \Omega_0 E \qquad \textbf{(4.1a)}$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \qquad \textbf{(4.1b)}$$

Madde 4.6.3.2 - Birleşimin taşıma kapasitesinin hesabında, **4.2.5**'te verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

Eğilme momenti kapasitesi : $M_p = W_p \sigma_a$

Kesme kuvveti kapasitesi : $V_p = 0.60\ \sigma_a\ A_k$

Eksenel basınç kapasitesi : $N_{bp} = 1.7\ \sigma_{bem}\ A$

Eksenel çekme kapasitesi : $N_{çp} = \sigma_a\ A_{net}$

Birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri:

Tam penetrasyonlu kaynak : σ_a

Kısmi penetrasyonlu küt kaynak

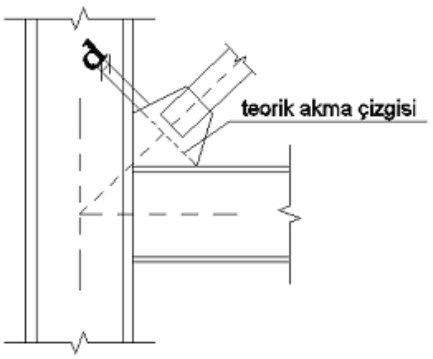
veya köşe kaynağı : $1.7\ \sigma_{em}$

Bulonlu birleşimler : 1.7 σ_{em}

Çelik yapıların kapasiteye göre tasarımında, birleşim bölgesinin taşıma kapasitesinin en az eleman taşıma kapasitesi kadar olması istenir. Böylece artan yatay etkiler altında elemanın birleşim bölgesinden plastikleşmesi veya gevrek göçmesi engellenip, çapraz elemanları için plastikleşmenin elemanın ortasında burkulma ile sağlanarak enerji yutumunun sağlanması amaçlanır. İncelenen uluslararası yönetmeliklerde (UBC 1997 ve AISC Seismic Provsion 2002) de bu koşullar mevcut yönetmelikle paralellik göstermektedir. Fakat UBC1997'de çapraz elemanın düzlem dışı burkulma yapacak şekilde tasarlanması durumunda ek şartlar belirtilmektedir:

1. Çapraz elemanın ucu teorik akma çizgisinden en az düğüm noktası levhası kalınlığının iki katı kadar uzakta olacaktır.

   $2t \le d \le 4t$ olmalıdır. (t, düğüm noktası levhası kalınlığı)



2. Düğüm noktası levhası çapraz elemanından gelebilecek en büyük basınç kuvvetini burkulmadan taşıyabilecektir.

- **Madde 4.6.3.3 –** Çaprazları kolonlara ve/veya kirişlere bağlayan düğüm noktası levhaları aşağıdaki iki koşulu da sağlayacaklardır:

(a) Düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına birleşen çaprazın eğilme kapasitesinden daha az olmayacaktır.

(b) Düğüm noktası levhasının düzlem dışına burkulmasının önlenmesi amacıyla, çaprazın ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm levhası kalınlığının iki katından daha fazla olmayacaktır. Buna uyulamadığı durumlarda, ilave berkitme levhaları kullanarak, düğüm levhasının düzlem dışına burkulması önlenecektir.

UBC 1997 ve AISC Seicmic Provision 2002'de de düğüm naktalarının tasarımı için **(a)** maddesi ile ilgili benzer kriterler mevcuttur. Çünkü bu koşulun sağlanmadığı durumlarda çapraz elemanı daha burkulma yapamadan düğüm noktası levhasında kırılma oluşabilecektir. Fakat incelenen yabancı yönetmeliklerde **(b)** maddesi ile benzer kriterlere rastlanmamıştır.

- **Madde 4.3.4:** Kiriş – Kolon Birleşim Bölgeleri

Mevcut yönetmelikte kiriş – kolon birleşim bölgelerinde plastik mafsalların oluşum yerleri belirtilmemiştir. Yönetmelikte l_n uzaklığı kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallar arasındaki uzaklık olarak belirtilmiş, ama plastik mafsalların birleşim tiplerine bağlı olarak yerleri hakkında hiçbir bilgi verilmemiştir. Ayrıca, bu plastik mafsaldan dolayı kolon yüzünde ve kolon eksenindeki kritik kesitlerde oluşacak moment etkisi de belirtilmemiştir. Bu konu ile ilgili ayrıntılı bilgi ve detaylar FEMA 350'de mevcuttur (EK E). FEMA 350'de belirtildiği gibi, kolon-kiriş birleşim tiplerine bağlı olarak plastik mafsalların yeri ve plastik mafsaldan dolayı kolon yüzeyinde ve kolon ekseninde meydana gelen ek kesit tesirleri mevcut yönetmelikte açık bir şekilde ifade edilmelidir.

- **Madde 2.3.2.2**: **A2** ve **A3** türü düzensizliklerin bulunduğu binalarda, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde deprem kuvvetlerini düşey taşıyıcı sistem elemanları arasında güvenle aktarabildiği hesapla doğrulanacaktır.

Mevcut yönetmelikte bina türü olmayan bazı yapıların deprem hesabında, taşıyıcı sistemi yeterince tanımlayan ayrık dinamik serbestlik dereceleri gözönüne alınarak Mod Birleştime Yöntemi ile yapılması istenmektedir. Mod Birleştirme Yöntemi, analiz programı tarafından hesaplanan, kütleyi düğüm noktalarında toplayan ve bunun sonucunda elde ettiği periyotlara göre deprem hesabı yapan bir yöntemdir. Söz konusu yöntemin uygulandığı binalarda yukarıdaki maddenin gözönüne alınması veya bina türü olmayan yapılarda hiçbir düzensizlik koşulunun aranmaması açık olarak belirtilmemiştir.

- 2007 Deprem Yönetmeliği'nde yapılan deprem yükü hesabı sonucunda bulunan toplam taban kesme kuvvetini sınırlayan bir madde mevcut değildir. Sadece Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile Mod Birleştirme Yöntemi'nin sonuçlarını karşılaştıran maddeler mevcuttur. UBC1997'de ise deprem yükü hesabı sonucunda bulunan toplam taban kesme kuvvetini sınırlayan maddeler mevcuttur. Bu maddelerde, UBC1997 yapıya etkiyen deprem yükünün alması gereken minimum ve maksimum değerleri belirtmiş ve yapıya etkiyen toplam taban kesme kuvveti için bir aralık tayin etmiştir.

$V_{\min} = 0.11 C_a I W$ (minimum taban kesme kuvveti)

$V_{\max} = \frac{2.5 C_a I}{R} W$ (maksimum taban kesme kuvveti)

Bina türü olmayan yapılarda;

$V_{\min} = 0.56 C_a I W$ (minimum taban kesme kuvveti)

- UBC1997'de periyodu $T \le 0.06s$ olan yapılar, rijit yapı olarak adlandırılmakta ve bu yapıların deprem yükü hesabı aşağıda gösterilen Denklem(34.1) ile yapılmaktadır.

$$V = 0.7 C_a I W \quad \textbf{(34.1)}$$

2007 Deprem Yönetmeliği'nde ise yapının periyoduna bağlı olarak herhangi bir rijit yapı tanımlaması yoktur.

KAYNAKÇA

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1998. *İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*

AISC, 2002. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *American Institue of Steel Construction.* Chicago

Deren H., Erdoğan U., Piroğlu F., 2005. Çelik Yapılar,Çağlayan Kitabevi, İstanbul

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007. *İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*

ETABS Nonlinear V 9.1.4, Extended 3D Analysis of Building Systems, Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley, California 94707

FEMA-350, 2000, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington

Odabaşı Y., 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul

Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames, Charles W. Roeder

Seismic Design Manual, Volume III, 2000. Building Design Examples: Steel, Concrete and Cladding. California

TS-498, 1984. Betonarme Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*

TS-500 2000. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*

TS-648, 1980. Çelik yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara

UBC,Volume II, 1997. Uniform Building Code

[1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,** 1998. *İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*

[2] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik,** 2007. *İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*

[3] **Odabaşı Y.,** 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul

[4] **TS-498,** 1984. Betonarme Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*

[5] **TS-500** 2000. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*

[6] **TS-648,** 1980. Çelik yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara

[7] **ETABS Nonlinear V 9.1.4, Extended 3D Analysis of Building Systems,** Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley, California 94707

[8] **Deren H., Erdoğan U., Piroğlu F.,** 2005. Çelik Yapılar,Çağlayan Kitabevi, İstanbul

[9] **FEMA-350,** 2000, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington

[10] **Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames**, Charles W. Roeder

[11] **UBC,Volume II,** 1997. Uniform Building Code

[12] **Seismic Design Manual, Volume III,** 2000. Building Design Examples: Steel, Concrete and Cladding. California

[13] **AISC,** 2002. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *American Institue of Steel Construction.* Chicago

EKLER

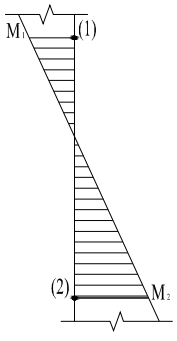
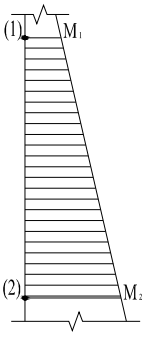
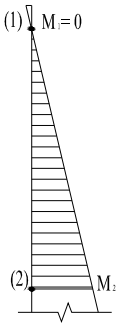
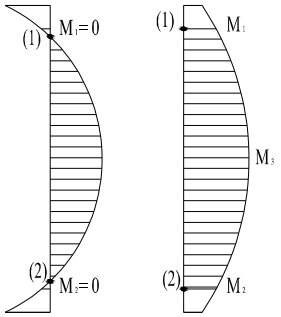
EK A: Cm Katsayısı Tablosu

Açıklama	C_m
Çubuk Uçlarında Yanal Deplasman Söz Konusu ise	0.85
Çubuk Uçlarında Herhangi Bir Ötelenme Olmuyor ve Moment Düzlemi İçinde Çubuğa Etkiyen Herhangi Bir Yük Bulunmuyorsa	$C_m = 0.6 \pm 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$
Çubuk Uçlarında Herhangi Bir Öteleme Olmuyor ve Moment Düzlemi İçinde Çubuğa Etkiyen Bir Yük Bulunuyorsa	$C_m = 1 + \Psi \times \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e}$

2. durumdaki M_1 ve M_2 EK-B de verildiği gibi olup, tablodaki Konum-1 için (-), Konum-2 için ise (+) işareti kullanılmalıdır.

3. durumdaki Ψ , $\Psi = \frac{\pi^2 \times \delta \times E \times I_x}{M_{max} \times s^2} - 1$ ile hesaplanır.

EK B: Moment Diyagram Şekli

Konum	1	2	3	4
Moment Diyagram Şekli	 $M_1 < M_2$	 $M_1 < M_2$		 $M_3 > M_1 \times M_2$
C_b	$1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$	$1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$	1,75	1,00

EK C: 2007 Deprem Yönetmeliği Enkesit Koşulları Tablosu

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	$\lvert N_d/\sigma_s A\rvert \le 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_s}\left(1-1.7\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_s A}\right\rvert\right)$ $\lvert N_d/\sigma_s A\rvert > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_s}\left(2.1-\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_s A}\right\rvert\right)$	$\lvert N_d/\sigma_s A\rvert \le 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_s}\left(1-1.7\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_s A}\right\rvert\right)$ $\lvert N_d/\sigma_s A\rvert > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_s}\left(2.1-\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_s A}\right\rvert\right)$
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

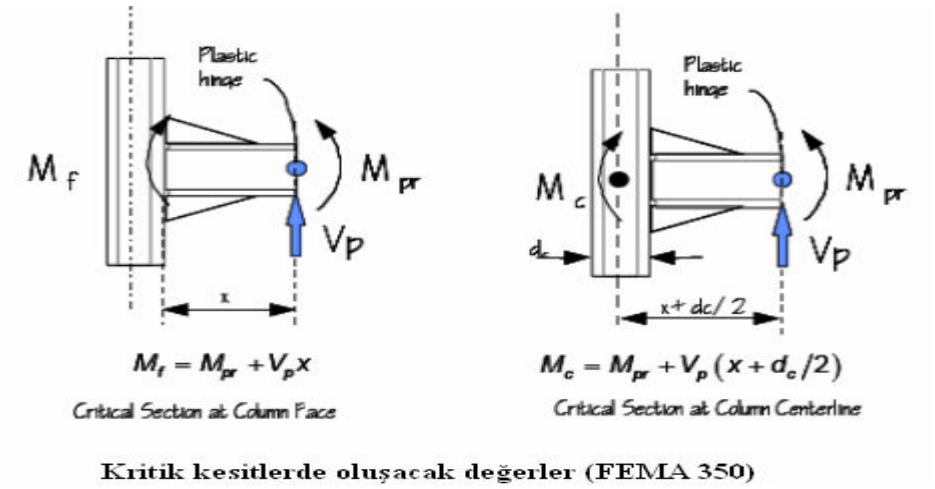
EK D: AISC Seismic Provision 2002 Enkesit Koşulları Tablosu

TABLE I-8-1
Limiting Width Thickness Ratios λ_{ps} for Compression Elements

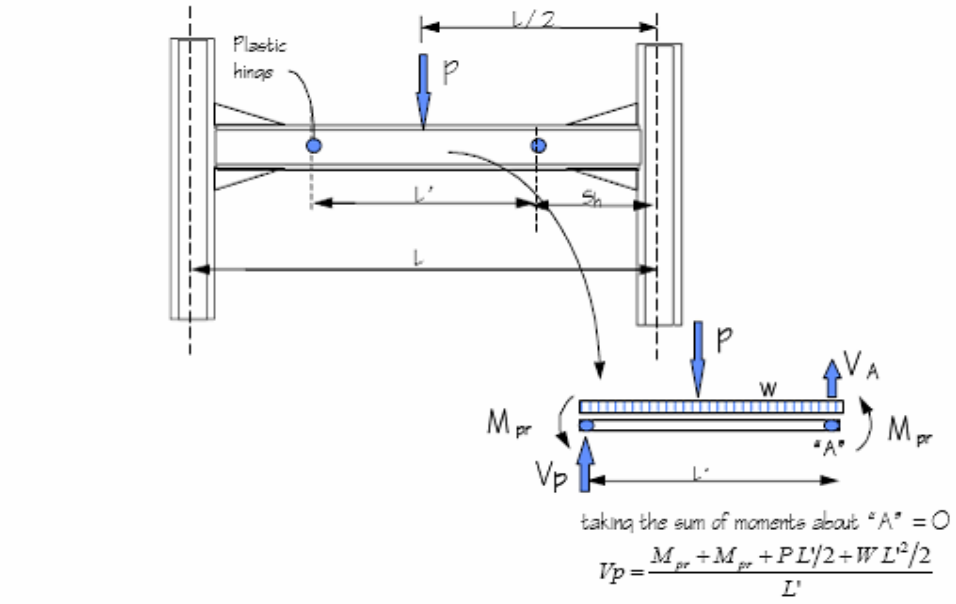
	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios λ_{ps} (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flanges of I-shaped rolled, hybrid or welded beams [a], [b], [f], [h]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of I-shaped rolled, hybrid or welded columns [a], [c]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of channels, angles and I-shaped rolled, hybrid or welded beams and braces [a], [d], [h]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of I-shaped rolled, hybrid or welded columns [a], [e]	b/t	$0.38\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of H-pile sections	b/t	$0.45\sqrt{E_s/F_y}$
	Flat bars[g]	b/t	2.5
	Legs of single angle, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [h]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Webs of tees [h]	d/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
Stiffened Elements	Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise [a]	h/t_w	$2.45\sqrt{E_s/F_y}$
	Other webs in flexural compression [a]	h/t_w	$3.14\sqrt{E_s/F_y}$
	Webs in combined flexure and axial compression [a], [b], [c], [d], [e], [f], [h]	h/t_w	for $P_u/\phi_b P_y \le 0.125$ $3.14\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}\left(1-1.54\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)$
			for $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ $1.12\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}\left(2.33-\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)$
	Round HSS in axial and/or flexural compression [d], [h]	D/t	$0.044\ E_s/F_y$
	Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [d], [h]	b/t or h/t_w	$0.64\sqrt{E_s/F_y}$
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94\sqrt{E_s/F_y}$

[a] For hybrid beams, use the yield strength of the flange F_{yf} instead of F_y.
[b] Required for beams in SMF, Section 9.
[c] Required for columns in SMF, Section 9, unless the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0 where it is permitted to use λ_p in LRFD Specification Table B5.1.
[d] Required for beams and braces in SCBF, Section 13.
[e] It is permitted to use λ_p in LRFD Specification Table B5.1 for columns in STMF, Section 12 and EBF, Section 15.
[f] Required for Link in EBF, Section 15.
[g] Diagonal web members within the special segment of STMF, Section 12.
[h] Chord members of STMF, Section 12.

EK E: Moment Aktaran Rijit Birleşim-FEMA350



Kritik kesitlerde oluşacak değerler (FEMA 350)



Plastik Mafsalda oluşan Kesme Kuvvetinin Basit hesabı: (FEMA 350)

EK F: Yapıya Ait Resimler






24 3:21PM


8 9:35AM


18 11:32AM


27 2:42PM




29-Jul-07 2:04








16-Ara-07 08:29

ÖZGEÇMİŞ

1983 yılında Malatya'da doğan Sertaç KOÇDAĞ ilk, orta, lise öğrenimini ve üniversite eğitimini İstanbul'da tamamladı. 2006 yılında İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünden mezun oldu. Mezun olduğu dönem başladığı İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Yüksek Lisans Programına halen devam etmektedir.

Yazar, 2006 yılında başladığı proje mühendisliği görevini halen özel bir firmada sürdürmektedir.