İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MERKEZİ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN TASARIM KURALLARININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Ahmet DOĞAN
(501041002)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 14 Eylül 2007
Tezin Savunulduğu Tarih: 2 Ekim 2007

Tez Danışmanı: Doç.Dr. Cavidan YORGUN

Diğer Jüri Üyeleri: Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI (İ.T.Ü)

Prof. Dr. Gülay ALTAY (B.Ü)

EKİM 2007

ÖNSÖZ

İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölüm, Yapı Mühendisliği yüksek lisans programı çerçevesinde hazırlamış olduğum yüksek lisans tezi, 2007 Mart ayında yürürlüğe giren, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'in Çelik Yapılarla ilgili bölümünden Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin tasarım kurallarının incelenmesi ve örnek bir yapının statik sisteminin çözülerek sonuçlarının irdelenmesini içermektedir.

Yapmış olduğum çalışmanın, yeni uygulamaya giren deprem yönetmeliğinin çelik yapılar için depreme dayanıklı tasarım kurallarının anlaşılmasında tüm meslektaşlarıma faydalı olacağı düşüncesi kanaatiyle bilgilerinize sunuyorum.

Çalışmalarım sırasında bilgi ve birikimlerini benden esirgemeyen, yol gösterici ve hoşgörülü yaklaşımı ile tezimi yapmamda büyük katkıları olan tez danışmanı değerli hocam Doç. Dr. Cavidan YORGUN'a, en içten teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca tez çalışmam sırasında değerli vaktini aldığım hocam Araş. Gör. Cüneyt VATANSEVER'e yardımlarından ve anlayışından ötürü teşekkürü borç bilirim.

Eylül, 2007 Ahmet DOĞAN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR iv
TABLO LİSTESİ v
ŞEKİL LİSTESİ vı
SEMBOL LİSTESİ vıı
ÖZET vıı
SUMMARY ıx

1. GİRİŞ 1

2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI 3
2.1. Yapıların Deprem Etkisi Altındaki Davranışı 3
2.2. Çelik Yapıların Deprem Etkisi Altında Davranışı 4
2.2.1. Çelik Yapı Özellikleri 5
2.3. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çerçevelerin Tasarımı 6
2.4. Taşıyıcı Sistem Çeşitleri 7
2.4.1. Moment Aktaran Çelik Çerçeveler 8
2.4.2. Merkezi Çaprazlı Perdelerden Oluşan Çerçeveler 11
2.4.2.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım Kuralları 13
2.4.3. Dışmerkez Çaprazlı Perdelerden Oluşan Çerçeveler 17
3.MERKEZİ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERİN BAYRAK LEVHALARININ SİSMİK DAVRANIŞI VE TASARIMI 19
3.1. Giriş 19
3.2. Bayrak Levhalı Bağlantıların Sismik Davranışı 19
3.2.1. Geçmiş Depremlerde Bayrak Levhalarının Performansı 19
3.2.2. Bayrak Levhalarının Laboratuar Testlerindeki Sismik Davranışı 21
3.2.3. Bayrak Levhalarının Davranış Özeti 32
3.3. Sünek Performans İçin Bayrak Levhalarının Sismik Tasarımı 32
3.3.1. Çapraz Elemanların Sismik Tasarımı 34
3.3.2. Çaprazların Bayrak Levhasına Bağlantısının Sismik Tasarımı 36
3.3.3. Bayrak Levhalarının Sismik Tasarımı 38
3.3.3.1. Bayrak Levhasındaki Whitmore Alanının Akması 39
3.3.3.2. Bayrak Levhasının Birleşik Gerilmeler Altında Akması 39
3.3.3.3. Bayrak Levhasının Burkulması 40
3.3.3.4. Bayrak Levhasının Kenarlarının Burkulması 41

3.3.3.5. Blok Kayma Göçmesi 41
3.3.3.6. Bayrak Levhasının Net Alanının Çatlaması 42
3.3.4. Bayrak Levhası Destek Bağlantılarının Sismik Tasarımı 42

4. HER İKİ DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MERKEZİ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN 5 KATLI ÇELİK BİNA HESABI 44
4.1. Yapı Sistemi 44
4.2. Yapıya Etkiyen Düşey Yükler 48
4.2.1.Çatı Döşemesine Etkiyen Düşey Yükler 48
4.2.2. Normal Kat Döşemesine Etkiyen Düşey Yükler 48
4.3. Deprem Karakteristikleri 49
4.4. Düzensizliklerin Kontrolü 49
4.5. Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Bulunması 50
4.6. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı 55
4.7. Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi 56
4.8. Deprem Yüklerinin Etkime Noktalarının 57
4.9. Rüzgar Yüklerinin Tayini 57
4.10. Sistem Analizinde Kullanılan Yük Birleşimleri 58
4.11. Sistem Analizleri 59
4.12. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü 60
4.13. İkinci Mertebe Etkileri 62
4.14. İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması 63
4.15. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması 65
4.16. Çaprazların Boyutlandırılması 74
4.17. Kolonların Boyutlandırılması 76
4.18. Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Enkesit Profilleri 79
4.19. Çaprazların Kiriş ve Kolonlar ile Birleşim Detaylarının Tasarımı 80
4.19.1. Kiriş Ortasında Çapraz ve Kiriş Bağlantı Detayı ve Boyutlandırılması 80
4.19.2. Çapraz ve Kolon-Kiriş Bağlantı Detayı ve Boyutlandırılması 83
4.19.2.1. Bayrak Levhası-Kiriş Birleşimi Köşe Kaynak Dikişi Tahkiki 84
4.19.2.2 Bayrak Levhası-Kolon Bağlantısı Köşe Kaynak Dikişi Tahkiki 85
4.20. Kolon - Kiriş Birleşim Detaylarının Tasarımı 86
4.21. Kolon Ek Detayının Tasarımı 89
4.22. Kolon - Temel Bağlantı Detayının Tasarımı 91

5. SONUÇLAR 95

KAYNAKLAR 97

EKLER 99

ÖZGEÇMİŞ **106**

KISALTMALAR

AISC	: American Institute of Steel Construction
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
LRFD	: Load and Resistance Factor Design
TS	: Türk Standardı
UBC	: Uniform Building Code

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 2.1	DBYBHY'ye Göre Çelik Yapıların Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları……...	7
Tablo 2.2	DBYBHY'ye Göre Çelik Yapıların Taşıyıcı Sistem Enkesit Koşulları……..	10
Tablo 2.3	D_a Arttırma Katsayıları.....	13
Tablo 2.4	Büyütme Katsayıları……	13
Tablo 4.1	Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri……..	50
Tablo 4.2	(x) Doğrultusunda Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri ve Fiktif Yüklerden Oluşan Kat Yerdeğiştirmeleri……	53
Tablo 4.3	(y) Doğrultusunda Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri ve Fiktif Yüklerden Oluşan Kat Yerdeğiştirmeleri……	54
Tablo 4.4	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri……...	57
Tablo 4.5	(x) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü ……...	61
Tablo 4.6	(y) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü ……...	61
Tablo 4.7	(x) ve (y) Doğrultularında İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü….	63
Tablo 4.8	Taşıyıcı Sistem Elemanlarındaki Enkesit Profilleri……	79
Tablo B.1	Katlardaki Kolonlara Gelen Yaklaşık Yükler…….	102

ŞEKİL LİSTESİ

			Sayfa No
Şekil 2.1	**:**	Çelik Taşıyıcı Sistem Çeşitleri.....	8
Şekil 2.2	**:**	Moment Aktaran Çerçevelerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Meydana Gelen Hasarlar…….	9
Şekil 2.3	**:**	Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesin Takviye Levhaları……..	9
Şekil 2.4	**:**	Yaygın Olarak Kullanılan Merkezi Çelik Çaprazlar……	11
Şekil 2.5	**:**	Ters V Çaprazlarla Merkezi Güçlendirilmiş Çelik Yapı……..	12
Şekil 2.6	**:**	Yaygın Olarak Kullanılan Dışmerkez Çelik Çaprazlı Çerçeveler……	17
Şekil 2.7	**:**	Tekrarlı Yükleme Testleri Altında Bağlantı Kirişi…….	18
Şekil 2.8	**:**	Bağlantı Kirişi Rijitleştirici Plakaları……..	19
Şekil 3.1	**:**	Tipik Bayrak Levhası Bağlantı Detayları ……	20
Şekil 3.2	**:**	Geçmiş Depremlerde Gözlenen Bayrak Levhası Kopmaları	21
Şekil 3.3	**:**	Bayrak Levhasındaki Gerilmenin 30º Hatta Dağılımı ……	23
Şekil 3.4	**:**	Test Düzeneği İçindeki Tipik Bir Örnek…….	24
Şekil 3.5	**:**	(a) Destek Elemanlarının Düzlem İçi ve (b) Düzlem Dışı Burkulmaları……	24
Şekil 3.6	**:**	Düzlem Dışı Burkulmada Yetersiz Detaylandırılmış Bayrak Levhasının Çatlaması ……	25
Şekil 3.7	**:**	Uygun Tasarlanmış Bayrak Plakasının Sünek Davranışı…..	25
Şekil 3.8	**:**	Çaprazların Düzlem-Dışı Burkulmalarında Bayrak Levhası için "2t" Mesafesi …..……..	26
Şekil 3.9	**:**	(a) Bayrak Levhası İçinde Whitmore Gerilme Dağılımı Kavramı (b) Whitmore Kavramının Kaynaklı Bayrak Levhalarına Uygulanışı	26
Şekil 3.10	**:**	Tekrarlı Yüklemeye Maruz Kalan Test Numuneleri……	28
Şekil 3.11	**:**	Numune 1'in Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme Davranışı…….	29
Şekil 3.12	**:**	Numune 2'nin Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme Davranışı……	29
Şekil 3.13	**:**	Numune 3'nin Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme Davranışı……	30
Şekil 3.14	**:**	Bayrak Levhalarının Üç Ayrı Örnekteki Moment-Dönme Eğrileri ……	32
Şekil 3.15	**:**	Tipik X-Çaprazı ve Dört Önem Bölgesi……..	34
Şekil 3.16	**:**	Çapraz Çerçeve Elemanlarının Akmasının Hiyerarşik Sırası..	34
Şekil 3.17	**:**	Hiyerarşik Tercih Edilirlik Sırasına Göre Tipik Çapraz Elemanların Göçme Modları……..	35
Şekil 3.18	**:**	Çapraz Elemanların Bayrak Levhası Bağlantısının İki Örneği	37
Şekil 3.19	**:**	Hiyerarşik Tercih Edilirlik Sırasına Göre Çapraz Eleman Bayrak Levhası Bağlantı Göçme Modları …….	38
Şekil 3.20	**:**	Bayrak Levhası Göçme Modlarının Hiyerarşik Sıralaması …	39
Şekil 3.21	**:**	Bayrak Levhalarının Burkulması ve Burkulma Kapasitesi Ölçme Modeli ……..……...	40
Şekil 3.22	**:**	Bayrak Levhası Destek Kuvvetlerinin Belirlenmesinde Kullanılan Metotlar…….. ……...	43

Şekil 4.1	**:**	Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli……..	45
Şekil 4.2	**:**	Normal Kat Planı……..	46
Şekil 4.3	**:**	Tipik Sistem Enkesiti……...	47
Şekil 4.4	**:**	İkincil Döşeme Kirişlerinde Oluşan Moment Değerleri……..	63
Şekil 4.5	**:**	İkincil Döşeme Kirişlerine Oluşan Kesme Kuvveti Değerleri.	64
Şekil 4.6	**:**	Ana Çerçeve Kirişlerinde En Elverişsiz Oluşan Moment Değerleri…….	66
Şekil 4.7	**:**	Ana Çerçeve Kirişlerinde Oluşan En Elverişsiz Kesme Kuvveti Değerleri…….	66
Şekil 4.8	**:**	A/(2-3) Akslarında Bulunan Kolonların Sabit Yükler Altında Eksenel Kuvvetleri……..	76
Şekil 4.9	**:**	A/(2-3) Akslarında Bulunan Kolonların Hareketli Yükler Altında Eksenel Kuvvetleri……..	76
Şekil 4.10	**:**	A/(2-3) Akslarında Bulunan Kolonların En Elverişsiz Deprem Yükleri Altında Eksenel Kuvvetleri. …….	77
Şekil 4.11	**:**	Kiriş-Bayrak Levhası Birleşimindeki Kuvvetler ……..	81
Şekil 4.12	**:**	Kiriş- Bayrak Levhası Birleşim Detayı ……..……..	82
Şekil 4.13	**:**	Kolon-Kiriş ve Çapraz Birleşiminde Yük Dağılımı…….	84
Şekil 4.14	**:**	Çapraz – Kolon – Kiriş Bağlantı Detayı……..	86
Şekil 4.15	**:**	Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması Koşulu……	87
Şekil 4.16	**:**	A,B,C,D,E ve F Aksları Kolon – Kiriş Birleşim Detayı……..	88
Şekil 4.17	**:**	2,3,4,5 Aksları Kolon – Kiriş Birleşim Detayı……	89
Şekil 4.18	**:**	Kolon Ek Detayının Tasarımı……..	90
Şekil 4.19	**:**	Temel Bağlantı Detayı…….	92
Şekil A.1	**:**	Bayrak Levhalarının Test Edilmesinde Kullanılan Test Düzeneği	100
Şekil A.2	**:**	Tekrarlı Testlerin Sonunda Numune 1…….	100
Şekil A.3	**:**	Tekrarlı Testlerin Sonunda Numune 2…….	101
Şekil A.4	**:**	Tekrarlı Testlerin Sonunda Numune 3…….	101

SEMBOL LİSTESİ

A : Enkesit alanı
A_{gw} : Whitmore etkinlik çizgisinde bayrak levhası brüt alanı
A_{gv} : Blok kayma göçmesinde kayma etkisindeki brüt alan
A_k : Kesme alanı
A_n : Net enkesit alanı
A_{nv} : Blok kayma göçmesinde kayma etkisindeki net alan
A_{nw} : Whitmore etkinlik çizgisinde bayrak levhası brüt alanı
A(T) : Spektral İvme Katsayısı
A_o : Etkin Yer İvmesi Katsayısı
b : Genişlik
b_{cf} : Kolon kesitinin başlık genişliği
b_{bf} : Kiriş kesitinin başlık genişliği
B_{ax} : Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda, x doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{ay} : Taşıyıcı sistem elemanının a asal ekseni doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{bx} : Taşıyıcı sistem elemanının b asal ekseni doğrultusunda, xdoğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{by} : Taşıyıcı sistem elemanının b asal ekseni doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
D_a : Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_b : Kiriş enkesit yüksekliği
d_c : Kolon enkesit yüksekliği
D_i : Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde burulma düzensizliği olan binalar için i'inci katta ± %5 ek dışmerkezliğe uygulanan büyütme katsayısı
d_{fi} : Binanın i'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
d_i : Binanın i'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
E : Deprem yükü simgesi
E_s : Yapı çeliği elastisite modülü
F_{cr} **:** Kritik basınç dayanımı
F_{fi} : Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkiyen fiktif yük
F_i : Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü
F_y : Yapı çeliğinin akma dayanımı = σ_a
F_u : Yapı çeliğinin minimum çekme dayanımı (AISC 1997)
g :Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
g_i : Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük
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)
H_N : Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği (Bodrum

katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam yükseklik)

$\mathbf{h_i}$: Binanın i'inci katının kat yüksekliği

$\mathbf{I}$: Bina Önem Katsayısı

$\mathbf{K}$: Basınç elemanının etkili boyu

$\mathbf{L_{fg}}$: Bayrak levhasının serbest köşe ucu uzunluğu

$\mathbf{m_i}$: Binanın i'inci katının kütlesi ($m_i = w_i / g$)

$\mathbf{m_{\theta i}}$: Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalışması durumunda, binanın i'inci katının kaydırılmamış kütle merkezinden geçen düşey eksene göre kütle eylemsizlik momenti

$\mathbf{M}$: Eğilme momenti

$\mathbf{M_p}$: Plastik moment

$\mathbf{N}$: Eksenel kuvvet

$\mathbf{N_y}$: Eksenel kuvvet altında enkesit akma kuvveti = A F_y

$\mathbf{n}$: Hareketli yük katılım katsayısı

$\mathbf{q_i}$: Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük

$\mathbf{P_y}$: Nominal eksenel akma kuvveti = A_g F_y

$\mathbf{P_{cr}}$ **:** Basınç elemanında kritik eksenel kuvvet

$\mathbf{P_{bs}}$ **:** Blok kayma göçme modunda ait yük kapasitesi

$\mathbf{R}$: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$\mathbf{R_a(T)}$: Deprem yükü azaltma katsayısı

$\mathbf{R_y}$: AISC'de belirtilen akma gerilmesi artırma katsayısı

$\mathbf{S(T)}$: Spektrum katsayısı

$\mathbf{S_{ae}(T)}$: Elastik spektral ivme [m /s^2]

$\mathbf{T}$: Bina doğal titreşim periyodu [s]

$\mathbf{T_1}$: Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]

$\mathbf{T_A}$ **,** $\mathbf{T_B}$: Spektrum karakteristik periyotları [s]]

$\mathbf{V}$ **:** Kesme kuvveti

$\mathbf{V_i}$ **:** Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti

$\mathbf{V_t}$: Eşdeğer deprem yükü yöntemi'nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

$\mathbf{V_y}$: Enkesit kayma akma kapasitesi = A(0,6 F_y)

$\mathbf{W}$: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

$\mathbf{\Delta_i}$: Binanın i'inci katındaki azaltılmış göreli kat ötelemesi

$\mathbf{(\Delta_i)_{ort}}$: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış göreli kat ötelemesi

$\mathbf{\Delta F_N}$: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü

$\mathbf{\delta_i}$: Binanın i'inci katındaki etkin göreli kat ötelemesi

$\mathbf{(\delta_i)_{max}}$: Binanın i'inci katındaki maksimum etkin göreli kat ötelemesi

$\mathbf{\eta_{bi}}$: i'inci katta tanımlanan Burulma Düzensizliği Katsayısı

$\mathbf{\eta_{ci}}$: i'inci katta tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı

$\mathbf{\eta_{ki}}$: i'inci katta tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı

$\mathbf{\Omega_o}$ **:** Büyütme katsayısı

$\mathbf{\sigma_a}$: Yapı çeliğinin akma gerilmesi

$\mathbf{\sigma_{bem}}$: Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi

$\mathbf{\sigma_{em}}$: Emniyet gerilmesi

θ_p : Göreli kat ötelemesi açısı

$\mathbf{\Phi_n}$: Kırılma dayanım faktörü = 0,75 (AISC 1997)

MERKEZİ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN TASARIM KURALLARININ 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE İNCELENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada, 2007 yılı Mart ayında yürürlüğe giren, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte bahsedilen süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin tasarım kuralları hakkında incelemeler yapılmıştır.

Beş bölümden oluşan çalışmanın ilk bölümü konu ve amaç hakkında bilgi vermektedir.

İkinci bölümde, depreme dayanıklı çelik yapı tasarımı, çelik taşıyıcı sistemlerin özellikleri ve çelik taşıyıcı sistem çeşitleri hakkında bilgiler verilmiştir. Süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerin tasarımı hakkında genel bir bilgi verildikten sonra Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte belirtilen süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerin tasarım kurallarını incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, merkezi çelik çaprazlı perdelerin, kolon kiriş ve çapraz eleman bağlantılarında kullanılan bayrak levhalarının sismik davranışı ve tasarımı incelenmiş, çaprazların taşıyıcı sistem elemanlarıyla yaptığı bağlantılar hakkında yapılan araştırmalar ve test sonuçları gözden geçirilmiş ve bayrak levhalarının göçme durumları incelenmiştir.

Dördüncü bölümde, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğinde belirtilen tasarım kuralları doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı 5 katlı bir çelik yapının statik analizi ve tasarımı yapılmıştır. Yapılan analiz sonuçlarına göre, yapının yeni tasarım kurallarına göre boyutlandırılmasının yanında, özellikle çapraz elemanlar ve kolon-kiriş birleşimleriyle, kiriş orta kısmında yapılan birleşimlerde kullanılan bayrak levhalarının boyutlandırılması ve sünek ve istenen davranışı yapmaları için gerekli tasarım kuralları konusunda Amerikan Şartnameleri ve yapılan testlerin ve araştırmaların neticesine göre tasarım kuralları sunulmuştur.

Son bölümde ise bayrak levhalarının tasarımı için kurallar sunulmuş, çalışmanın sonuçları ve değerlendirmesi yapılmıştır.

RESEARCH ABOUT CONCENTRICALLY STEEL BRACED FRAMES ACCORDING TO DESIGN SPECIFICATIONS FOR BUILDINGS IN SEISMIC REGIONS 2007

SUMMARY

This study investigates the design procedure of the concentricially steel braced frames according to Design Specifications for Buildings in Seismic Regions 2007.

The first chapter of this study, which is composed of five chapters, has covered the description of subject and the aim.

In the second chapter, seismic design of steel structures, properties of steel frame systems and types of steel frame systems mentioned. After giving some information about the design of ductile steel frames, design procedure of ductile steel frames according to Design Specifications for Buildings in Seismic Regions 2007 is searched.

In the third chapter, seismic behaviour and design of gusset plate is mentioned. This chapter presents, information and tips on seismic behavior and design of gusset plates used in steel concentrically braced frames. Gusset plates are used in steel building structures to connect the bracing members to the beams or columns. A summary of behavior of steel gusset plates is presented. This summary is based on the information obtained from laboratory tests, investigation of performance during actual earthquakes and analytical studies. The failure mode of gusset plate also explained. After presenting the summary of behavior, a chapter is devoted to discussion of provisions in the current design codes that are relevant to seismic design of gusset plates. Then, seismic design of gusset plates is presented.

In the fourth chapter, the Design Specifications for Buildings in Seismic Regions 2007 is used for designing five floor building with high ductile concentricially steel braced frames. Not only frame section desinged with using Design Specifications for Buildings in Seismic Regions 2007, but also gusset plate designed acoording to AISC Specifications.

İn the last chapter, provisions in the current design codes that are relevant to seismic design of gusset plates and results of the study are mentioned.

1. GİRİŞ

Mühendislik yapılarının ortaya çıktığı ilk günden itibaren, bugüne kadar geçen süre içerisinde inşaat teknolojisinde, birçok malzeme ve teknikler geliştirilmiştir. Bu tekniklerden bir tanesi de çelik yapı sistemleridir. Özellikle, kaynaklı birleşimlerin kullanılmasıyla beraber, 20. yüzyılda modern tekniklerle yapılan çelik yapıların sayısında büyük artış gözlenmiştir. Çelik yapı sistemlerinin tercih edilmesinde ve kullanılmasında birçok faktör rol oynamaktadır. Ekonomi, mimari özgünlük, deprem dayanımı, dönüşümlü bir malzeme olması, değiştirme ve takviye olanağının olması bu kriterlerin başında gelmektedir.

Çelik üretiminde ülkemiz dünyada ön sıralarda yer almasına rağmen, bu üretim potansiyeli inşaat sektörüne aynı düzeyde yansımamaktadır. Endüstri yapıları ve köprüler göz ardı edildiğinde, Türkiye'de yapılarda çelik kullanımı oldukça düşük seviyededir. Gelişmiş ülkeler tarafından tercih edilen, çelik yapım sisteminin ülkemiz koşullarında kullanımının tespiti, ülkemizde de kullanılır hale gelebilmesi için gerekli ortamın tespit edilmesi önem kazanmaktadır.

17 Ağustos ve 12 Kasım 1999 depremlerini yaşayan, topraklarının %92'si deprem bölgelerinde bulunan ve insanlarının %95'i bu bölgelerde yaşayan ülkemizde depreme dayanıklı yapı üretiminin ne kadar önemli olduğu bilinmektedir. Ülkemizde yaşanan yıkıcı depremlerin yanı sıra, 1994 yılında ABD'de meydana gelen Northridge ve 1995'te Japonya'da meydana gelen Kobe depremlerinde, süneklik kapasiteleri yüksek olan çelik çerçeveli sistemlerin kolon-kiriş birleşim yerlerinde gevrek kırılmaların olduğu gözlenmiştir. Bunu izleyen yıllarda yapılan araştırmalardan ve laboratuar testlerinden elde edilen sonuçlar doğrultusunda, süneklik düzeyi yüksek çelik yapıların yapım ve boyutlandırılmasına ilişkin bilgiler ve yöntemler geliştirilmiş, ülkelerin yapım ve tasarım standartları düzenlenerek yürürlüğe konmuştur.

Son yıllarda ülkemizde meydana gelen büyük depremlerden dolayı, depreme dayanıklı yapıların imalat ve tasarımına ilişkin yoğun tartışmalar yaşanmış ve

yapılarda tasarım, hesaplama, imalat ve kontrol aşamalarında bilimsel teknik ve kuralların uygulanması için çalışmalar yapılmış ve yapılmaktadır.

Bu çalışmalar sonucunda, 1997 yılında yürürlüğe giren, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'te özellikle yetersiz olan çelik yapılarla ilgili bölüm üzerinde büyük değişiklikler yapılarak, daha güvenilir ve bilimsel yöntemlere dayalı çelik yapı imalatının yapılması ve mevcut yapıların güçlendirilmesi için alt yapı oluşturulmuştur.

6 Mart 2007'de Resmi Gazete'de yayınlanarak yürürlüğe giren yeni deprem yönetmeliği yapıya etkiyen deprem yüklerinin hesaplanmasında, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin tanımlanması, tasarlanması ve hesaplanmasında ve daha birçok konuda yenilikler getirmiştir.

Çalışmanın amacı merkezi çelik çaprazlı çerçevelerin 2007 Deprem Yönetmeliğine göre incelenmesi ve bu çerçevelerde bağlantı noktalarının birleşimde kullanılan bayrak levhalarının tasarlanması için yapılan testler ve hesap yöntemlerinin incelenmesidir.

Bu çalışmanın ilk bölümlerinde, DBYBHY(2007)'de belirlenen, merkezi çelik çaprazlı perdelerin tasarım kuralları ve yapının deprem etkisi altındaki davranışına etkisi incelenmiştir. Merkezi çaprazlı çelik çerçevelerde, çaprazların kolon-kiriş bağlantıları ve kiriş orta kısmında yaptıkları bağlantıların detaylandırılması hakkında yapılan araştırmalar ve testler incelenerek, bayrak levhalarının dayanımına etkiyen faktörler ve boyutlandırılmasında esas alınması gereken önlemler açıklanılmıştır.

Çalışmanın son bölümünde ise, örnek bir çelik yapının merkezi çelik çaprazlı olarak çözümlenmesi ve sonuçlarının değerlendirilmesi yapılmış ve bayrak levhalarının etkileri incelenmiştir.

2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI

2.1 Yapıların Deprem Etkisi Altındaki Davranışı

Doğal afetlerin en önemlilerinden biri olan deprem, yer kabuğunun titreşimi olduğu için yapıların mesnetlerinde zamana bağlı bir yer değiştirme hareketi doğurarak dinamik bir etki oluşturur. Depreme dayanıklı yapı tasarımının önemli iki adımından biri yapının iyi düzenlenmesi ve yeterli kalitede olması, diğeri ise, yapıda depremden dolayı oluşacak kesit zorlarının yeterli yaklaşıklıkla belirlenerek karşılanmasıdır. Çok kısa süreli etkili olan ve dinamik özellik gösteren deprem yükleri, yapının tasarımı ve boyutlandırılmasında göz önüne alınan parametrelerin başında gelir.

Depreme dayanıklı yapı tasarımında tüm dünyada uygulanan ilke, yapının sık ve küçük şiddetteki depremleri elastik sınırlar içinde kalarak, orta şiddetteki depremleri elastik sınırların ötesinde, fakat taşıyıcı sistem tamamen göçmeden, can kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir. Bu anlayışla boyutlandırılan yapılarda, deprem ivmesi azaltılarak yapıya etkitilir. Yapılan azaltmanın en önemli sebebi, yapının sünekliği ve elemanlarının birbiri ile yardımlaşma özelliğidir. Bu amaçla tasarımda aşağıdaki noktalara dikkat edilmesi gerekmektedir:

a) Geometri: Araştırma ve gözlemlere dayanılarak, basit yapılmış ve planda ve taşıyıcı sistemde iki doğrultuda da simetrik olan yapıların deprem dayanıklılığının, karmaşık ve düzensiz yapılara göre daha yüksek olduğu belirlenmiştir [5].

b) Süreklilik: Yapı taşıyıcı sisteminde planda ve düşeyde bulunan elemanların düzenli ve sürekli olarak düzenlenmesi, kolon ve kirişlerin planda düzgün olarak dağıtılması, sistemin belirli bölgelerde aşırı zorlanmasını engeller. Taşıyıcı sistemde süreklilik, elemanların yatay ve düşey yükler altında birbirine yardım etmesini sağlar ve elastik davranışın ötesindeki taşıma kapasitesi artırılmış olur [5].

c) Rijitlik ve Dayanım: Yapıda ani rijitlik değişimlerinden kaçınılmalıdır. Yapı elemanlarının rijitliğini uygun seçerek, titreşim periyodunu belirli aralığa getirerek deprem etkileri küçültülmelidir.

d) Göçme Modu: Depreme dayanıklı yapı tasarımında, kesitler, öngörülen etkilere karşı koyacak şekilde boyutlandırılırken, taşıyıcı sistemin dayanımını kaybederek tüm sistemin göçmesinden veya burkulma gibi ani göçmeden uzak kalınması istenir. Bu amaçla, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde kolon yerine kirişlerde plastik mafsal oluşarak enerji yutulması tercih edilir.

e) Süneklik: Yapının, şiddetli depremler etkisinde, elastik davranışının üzerinde şekil değiştirerek enerji yutumunu karşılaması öngörülür. Böyle bir durumda elastik olmayan davranış önem kazanır. Yapının elastik sınırı geçip, sünerek kesit zorlarında önemli değişmeler olmadan şekil değiştirmesi arzu edilir. Bu yolla depremin dinamik etkisi, elastik ve geri dönüşümlü olmayan enerji türüne dönüşerek yutulmakta ve sönümlenmektedir. Yapıda büyük hasarların ve toptan göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin yatay yük dayanımının büyük bir kısmını büyük elastik ötesi yer değiştirmelerde de devam ettirmesi ile mümkündür [5].

2.2 Çelik Yapıların Deprem Etkisi Altındaki Davranışı

Ülkemizde yaşanan yıkıcı depremler göz önüne alındığında, yapı malzemesi olarak çelik birçok yönden ön plana çıkmaktadır. Süneklik düzeyinin yüksek olduğu çelik çerçeve sistemler, deprem yükleri altında betonarme yapılara göre daha üstün performans göstermektedirler. Tekrarlı yüklemeler altında, betonarme yapının tek yönlü ve sınırlı olan enerji yutma yeteneği her tekrarda azalarak bozulur ve deformasyon oluşmadan kırılma gerçekleşir. Çelik yapıda ise elastik sınırlar aşıldığında, bir başka deyişle beklenenin üzerinde yükler yapıya etkidiğinde, çelik yapı elemanları, yüksek şekil değiştirme kapasitesi sayesinde öncelikle şekil değiştirir ve deforme olur. Şekil değiştirme esnasında, oluşan enerji yutulur ve etkiyen yükler altında, yapı ayakta kalarak görevini sürdürmeye devam eder. Ancak enerji yutumunun sağlanması, elemanlarda deformasyon oluşabilmesi için yük kiriş ve kolonlar arasında dağılabilmelidir. Bunun sağlanması için, çelik yapılarda kiriş-kolon birleşimleri yük aktarımı için yeterli moment kapasitesine sahip olmalıdır [7].

2.2.1 Çelik Yapı Özellikleri

Çelik yapıların depreme karşı gösterdiği üstün performansın nedenlerinden birkaçı;

- Çelik çerçeveli yapılar hem yüksek dayanımlı hem de hafiftir. Bu özellik, depreme dayanıklı yapıların çelik ile daha ekonomik olarak yapımını sağlamaktadır.
- Yapısal çeliğin malzeme özellikleri bellidir, tutarlıdır. Bu durum, çelik çerçeveli yapıların davranışının diğerlerine göre daha güvenilir olmasını sağlar.
- Yapısal çelik, elastik olmayan sınıra kadar tekrarlayan yüklere karşı değişmeyen bir davranış gösterir. Bu süneklik ya da tekrarlayan yüklere kırılmadan dayanma yeteneği, çelik çerçeveli yapıların düşey ve yatay tasarım yüklerine büyük deformasyonlar ile dayanmasını sağlar.
- Basit ve yarı-rijit çelik eleman birleşimlerinin dönebilir olması ve sünekliği; dinamik enerjiyi azaltarak, düşey yük taşıyan çelik çerçevelerin yatay kuvvetleri karşılayan asıl sisteme güçlü ve güvenilir bir destek olmasını sağlar. Bu destek sistemi, asıl sistemin uygun biçimde tasarlanmadığı veya çalışmadığı bir çok durumda, yapıların çökmesine engel olmuştur.
- Çelik çerçeveli yapılar, tasarım ve yapım hatalarına karşı, beton gibi gevrek maddeler ile yapılan diğer yapılara göre daha az hassastır. Üstelik, fabrikada kolaylıkla denetlenerek üretilen çelik çerçeve elemanları ile bunların çok basit olan montajında hata riski yok denecek kadar azdır.
- Depremlerde ağır hasar gören betonarme çerçeveli ve yığma yapıların tam aksine; çelik çerçeveli yapıların hasar gören elemanları, geniş çaplı yıkım ve sökülmeye gerek kalmaksızın, kısa sürede ve ekonomik olarak tamir edilebilir veya değiştirilir.
- Modern üretim makineleri ile fabrikada yapılan işlerin çoğalması, kalite kontrolünün artmasına ve performansın daha güvenilir olmasına yol açmıştır.

2.3 Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çerçevelerin Tasarımı

Çelik yapıların sünek davranışı, tek başına çelik malzemenin sünekliği ile sağlanamaz. Buna ek olarak, çerçeveleri oluşturan yapı elemanlarının tasarımında ve birleşiminde gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir. Süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveleri iki ana başlık altında toplamak mümkündür [7].

1. Güçlendirilmemiş Rijit Çerçeve Sistemleri: Birbirlerine rijit bağlanmış kolon ve kirişlerden oluşur. Deprem etkilerine bu rijit birleşimde oluşan moment ve kesme kuvveti yoluyla dayanım sağlanır.
2. Sünek Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri: İki ana başlık altında toplanırlar.

a) Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri: Yatay yüklerin çapraz elemanlarla taşındığı sistemlerdir. Yanal rijitlik kapasiteleri oldukça yüksektir. Basınç elemanlarının bazılarının burkulmasında dahi, sistemde önemli ölçüde dayanım kaybı meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılırlar.

b) Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri: Çapraz elemanların, kolon-kiriş birleşim noktasına belirli bir uzaklıktaki dışmerkez noktaya veya kiriş üzerinde arada bağlantı kirişine bağlanarak düzenlenebilirler. Rijit çerçevelerin yüksek sünekliğine ve merkezi güçlendirilmiş çerçevelerin yüksek yanal rijitliğine sahiptir. Deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan şekil değiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay taşıyıcı sistemlerdir. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekil değiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların, ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalmasını sağlayacak şekilde boyutlandırılır.

Sünek çelik yapı sistemlerinde, çerçeveleri oluşturan yapı elemanlarının birleşimlerinde, plastikleşmelerin gerçekleşmesini sağlayacak şekilde yeterli dayanım, tasarımda dikkate alınan rijit çerçeve kabulüne ters düşmeyecek şekilde bir rijit davranış ve özellikle tekrarlı yükler altında elastik olmayan deformasyonların oluşmasına engel olmayacak bir detaylandırma gerekir. Bu sayede kolon-kiriş birleşimlerindeki panel bölgeleri, kirişler ve bir ölçüde kolonlarda plastik dönme kapasitelerini kullanmak suretiyle depremin yapıya aktardığı enerjiyi sönümlemeye çalışırlar. Sünek davranış, ana taşıyıcı yapının tüm bölgelerinde yeterli sünek davranışın görülmesiyle mümkündür. Bu sebepten, birleşim araçları olarak kullanılan kaynak ve bulonların sünek olmayan davranışları özel dikkat gerektirmektedir. Söz

konusu birleşim araçları, birleştirdikleri elemanlarda oluşabilecek maksimum kuvvetleri aktarabilecek düzeyde olmalıdırlar.

Elastik deprem yüklerinin azaltılarak sünek bir çelik yapı tasarımını sağlamak için, deprem yönetmeliğinde, çeşitli çelik taşıyıcı sistemler için tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, "R" aşağıdaki tabloda verilmiştir.

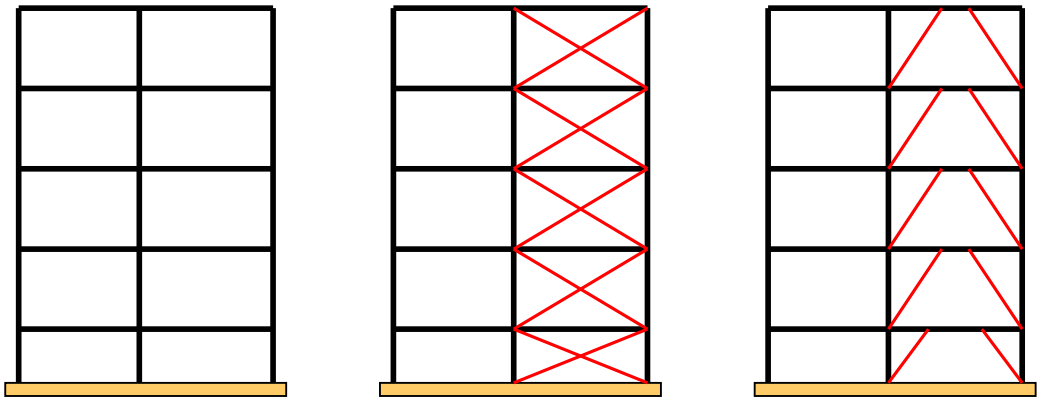
Tablo 2.1: DBYBHY'ye Göre Çelik Yapıların Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
ÇELİK BİNALAR		
(1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....….	5	8
(2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.....	—	4
(3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....…	4	5
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....….	—	7
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu.....	4	6
(4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....…	5	6
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....…	—	8
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu.....	4	7

2.4 Taşıyıcı Sistem Çeşitleri

Depreme dayanıklı çelik taşıyıcı sistemin oluşturulmasında, taşıyıcı sistemde yeterli yatay rijitliğin bulunması ve sünekliğin yüksek olması önemlidir. Bir taşıyıcı sistemin deprem etkisi altında sünekliği, çevrimsel etki altında enerji tüketen bölgelerin bulunması ile artar. Bu tür sistemlerin boyutlandırılmasında kapasite kavramına göre boyutlama kullanılır. Buna göre, enerji tüketmeyen sünek olmayan kısımlar, sünek kısımların kapasiteleri esas alınarak boyutlandırılır. Bina tipi çelik yapılarda deprem yükleri üç yaygın alternatif taşıyıcı sistem ile taşıtılır; bu sınıflandırmada yapıların enerji tüketen bölgeleri göz önüne alınır (bknz. Şekil 2.1):

1. Moment aktaran çelik çerçeveler
2. Merkezi çelik çaprazlı perdelerden oluşan çerçeveler
3. Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan çerçeveler

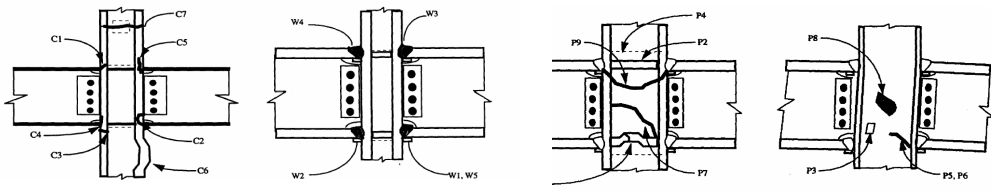


Şekil 2.1: Çelik Taşıyıcı Sistem Çeşitleri

2.4.1 Moment Aktaran Çelik Çerçeveler

Kolon ve kirişlerin, kaynaklı veya yüksek mukavemetli bulonlar aracılığı birbirleri ile dik olarak birleştirilmesiyle oluşturulan sistemlerde, sisteme etkiyen yatay deprem kuvvetlerine karşı dayanım, kiriş ve kolonlarda meydana gelen kesme kuvveti ve eğilme momenti ile sağlanır. Bu nedenle, birleşim hesap ve detaylandırması hassasiyetle yapılmalıdır. Moment aktaran çerçeve sistemin çalışma prensibi, çerçevenin taşıma sınır durumundan önce deprem enerjisini yutacak şekilde deformasyona uğramasıdır. Bu deformasyonların emniyetli sınırlar içinde olabilmesi özellikle birleşim bölgesindeki sünek davranışa bağlıdır. DBYBHY'de, süneklik düzeyi normal ve yüksek olmak üzere iki tür moment aktaran çerçeve tanımlanmıştır.

1994 Northridge depreminden sonra yapılan incelemelerde, kolon-kiriş birleşimlerinde meydana gelen hasarın kolonda, kaynakta yada panel bölgesinde yoğunlaştığı gözlenmiştir (Şekil 2.2). Panel bölgesi, birleşime giren kiriş başlıklarının hizasında üstten ve alttan sınırlı kolon gövdesidir. Bu bölge moment nedeniyle oluşan kesme kuvvetine karşı koyacak kayma mukavemetine sahip olmalıdır. Bunun için kayma bölgesi takviye levhaları ve süreklilik levhaları kullanılabilir (Şekil 2.3).

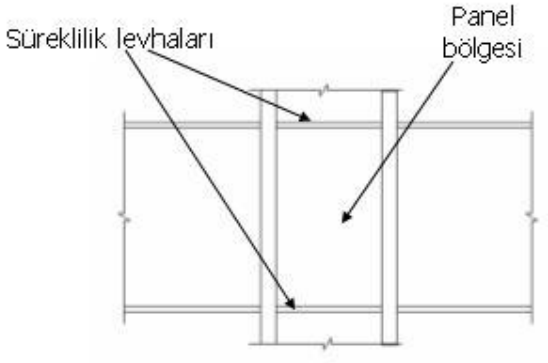


Şekil 2.2: Moment Aktaran Çerçevelerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Meydana Gelen Hasarlar

Moment aktaran çerçeve sistemlerde, depremin binaya aktardığı enerjinin kolonlardan ziyade kirişlerde sarf edilmesi durumunda daha sünek bir çerçeve davranışı elde edilmektedir. Yeterli sönüm için kiriş enkesitlerinin yerel burkulmayı geciktirecek şekilde seçilmesi gerekir.

DBYBHY'de, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde, kolonlarda, kirişlerde ve birleşim bölgelerinde, yerel burkulmaların ve akmaların önlenmesi amacıyla, birleşim elemanlarına ait başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar verilmiştir. (Tablo 2.2)

Tablodan görüleceği gibi, süneklik düzeyi yüksek ve normal çerçeveler için enkesit koşullarının aldığı sınır değerler değişmektedir. Ayrıca, profil kesitlerin şekillerine göre de farklı sınır koşulları tanımlanmıştır.



Şekil 2.3: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesin Takviye Levhaları

Tablo 2.2: DBYBHY'ye Göre Çelik Yapıların Taşıyıcı Sistem Enkesit Koşulları

Eleman Tanımı	*Narinlik Oranları*	*Sınır Değerler*	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	***Süneklik Düzeyi Normal Sistem***
Eğilme etkisindeki **I** Kesitleri **U** Kesitleri	b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.4\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme etkisindeki **I** Kesitleri **U** Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Basınç etkisindeki **T** Kesitleri **L** Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.4\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki **I** Kesitleri **U** Kesitleri	h/t_w	$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert \le 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}\left(1-1.7\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$	$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert \le 0.10$ için $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}\left(1-1.7\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$
		$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_a}\left(2.1-\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$	$\lvert N_d/\sigma_a A\rvert > 0.10$ için $1.66\sqrt{E_s/\sigma_a}\left(2.1-\left\lvert\frac{N_d}{\sigma_a A}\right\rvert\right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05\frac{E_s}{\sigma_a}$	$0.07\frac{E_s}{\sigma_a}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$1.1\sqrt{E_s/\sigma_a}$

Tanımlar

b : **I** kesitlerinde yarım başlık genişliği
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

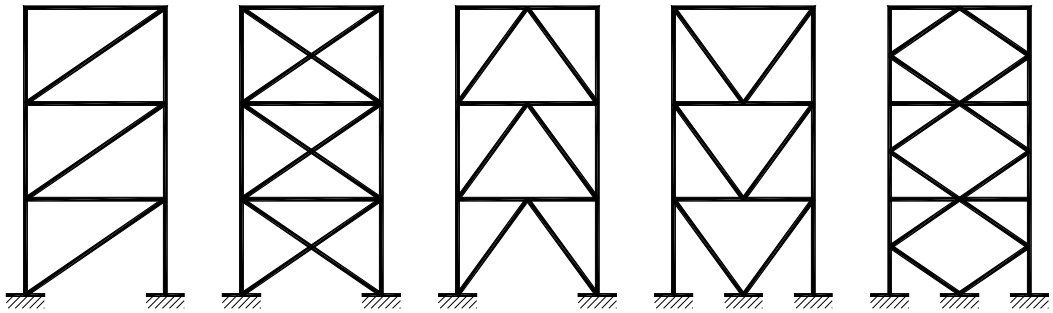
t : **I** , **U** , **T** kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı
halka kesitlerde (borularda) kalınlık

t_w : **I** , **U** , **T,** **L** kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı

2.4.2 Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerden Oluşan Çerçeveler

Merkezi çelik çaprazlı çerçeve sistemlerinin çoğu, yatay yüklerin elastik bölgede kalmasını sağlayarak taşınması amacıyla geliştirilmiştir. Çapraz elemanları daima çekme kuvveti altında çalışacak şekilde ve merkez çizgileri ana çerçevenin birleşim noktaları ile düzenli bir konfigürasyon içerisinde birleşerek düşey taşıyıcı sistem içinde bir tür düşey kafes sistem oluşturacak şekilde tasarlanmalıdır.

Bu tür çerçeveler genel olarak az ve orta yükseklikteki binalarda yatay yüklere karşı gereken rijitlik ve dayanımı sağlamak için kullanılır. Bu sistemde malzeme tasarrufu sağlanırken, büyük elastik yatay rijitlik sağlayarak çerçevede kat ötelemeleri etkin bir şekilde sınırlandırılabilir. Bu sistemlerde çaprazlar ve bunların birleşimleri taşıyıcı sistemin iki ana unsurudur. En sık rastlanan merkezi güçlendirilmiş çelik çerçeve sistemler Şekil 2.4'te verilmiştir.



Şekil 2.4: Yaygın Olarak Kullanılan Merkezi Çelik Çaprazlar

Merkezi çapraz sistemin sünek davranış sergileyebilmesi için çapraz elemanları tekrarlı inelastik yükleme süresince dayanım ve rijitliklerini önemli ölçüde kaybetmeden büyük deformasyon yapabilmelidir.

Çapraz elemanının bu davranışında etkili üç önemli faktör;

1. Çapraz eleman narinliği (k.L/r)
2. Tekrarlı inelastik yüklemede birleşimler
3. Kesitlerin yerel burkulması

Çaprazlar, yön değiştiren büyük yatay etkilerde basınç altında burkulup akmaya erişerek, çekme altında da akarak enerji tüketilmesini sağlar. Çekme altında olan çapraz elemanın kolon kiriş birleşimi, çaprazın kendisinden daha kuvvetli olmalıdır. Çaprazın taşıyabileceği en büyük kuvvet, akma gerilmesinin DBYBHY'de belirtilen

yük artırma katsayıları ile artırılması ve elde edilen kopma gerilmesi esas alınarak bulunmalı ve birleşim bu kuvvete göre boyutlandırılmalıdır. Çaprazın basınç etkisinde olması durumunda, birleşim çaprazın burkulması sonucu oluşan kuvvetleri karşılayabilmelidir. Eğer kuvvetli birleşim düzeni ile plastik mafsalın çaprazın her iki ucunda oluşması sağlanacaksa, birleşim kopma gerilmesi esas alınarak bulunacak kesit plastik momentinin 1,10 katını karşılayacak şekilde düzenlenmelidir. Aksi halde, birleşim elemanlarının kendileri akma durumuna gelecektir. Bu durumda birleşim elemanları, çaprazın burkulması sonucunda oluşan en büyük plastik dönmeleri yaparken, çapraz en büyük basınç kuvvetini kararlı biçimde sağlayacak şekilde düzenlenmelidir.

V ve ters V çaprazlar kirişlere açıklıklarda birleştiklerinden, bunlar için bazı özel kurallara uyulması gerekmektedir. Kirişe birleşen çaprazların eşit olmayan basınç ve çekme kuvvetlerinden oluşan düşey kuvvet, çerçevenin çevrimsel davranışına önemli derecede etki eder. Bu düşey kuvvet, kirişte eğilme ve hatta bunun sonucu olarak plastik mafsal oluşmasına sebep olur. Bu sebepten kirişin, kolonlar arasında sürekli olması gerekmektedir. Şekil 2.5'te ters V çaprazlarla merkezi güçlendirilmiş çelik bir yapı görülmektedir.



Şekil 2.5: Ters V Çaprazlarla Merkezi Güçlendirilmiş Çelik Yapı (İstanbul-Zeytinburnu)

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım Kuralları

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler, basınç elemanlarının bazılarının burkulması halinde dahi, sistemde önemli ölçüde dayanım kaybı meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılırlar. Bu sistemlerin boyutlandırılmasında uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir.

Yük Arttırma Katsayıları: Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında, σ_a akma gerilmesi yerine $D_a\sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacaktır. Arttırılmış akma gerilmesinin hesabında uygulanacak D_a katsayıları, yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak, Tablo 2.3'te verilmiştir.

Tablo 2.3: D_a Arttırma Katsayıları

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

Arttırılmış Deprem Etkileri: Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, aşağıda verilen arttırılmış deprem etkileri göz önüne alınacaktır.
Arttırılmış deprem etkilerini veren yüklemeler

$$1.0\,G + 1.0\,Q \pm \Omega_o\,E \qquad \textbf{(2.1a)}$$

veya daha elverişsiz sonuç vermesi halinde

$$0.9\,G \pm \Omega_0\,E \qquad \textbf{(2.1b)}$$

şeklinde tanımlanmıştır. Hesaplanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetlere uygulanacak Ω_o Büyütme Katsayısı'nın değerleri, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak, Tablo 2.4'te verilmiştir.

Tablo 2.4: Büyütme Katsayıları

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

İç Kuvvet Kapasiteleri ve Gerilme Sınır Değerleri: Gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri aşağıda tanımlanmıştır.

Yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri:

Eğilme momenti kapasitesi : $M_p = W_p \sigma_a$ **(2.2a)**

Kesme kuvveti kapasitesi : $V_p = 0.60\ \sigma_a\ A_k$ **(2.2b)**

Eksenel basınç kapasitesi : $N_{bp} = 1.7\ \sigma_{bem}\ A$ **(2.2c)**

Eksenel çekme kapasitesi : $N_{çp} = \sigma_a\ A_{net}$ **(2.2d)**

Birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri: **(2.2e)**

Tam penetrasyonlu kaynak : σ_a

Kısmi penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı: $1.7\ \sigma_{em}$

Bulonlu birleşimler : $1.7\ \sigma_{em}$

Burada, σ_{em} ilgili birleşim elemanına ait emniyet gerilmelerini (normal gerilme, kayma ve ezilme gerilmeleri) göstermektedir.

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin boyutlandırılmasında uyulacak kurallar aşağıda verilmiştir.

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına ilişkin koşullar Tablo 2.2'de verilmektedir. Farklı kesitteki profiller için bu oranlar, elemanın eksenel basınç ve eğilme etkisi altında olmasına göre farklı değerler almaktadır. Tablonun amacı narinlik oranlarını sınırlayarak, yerel burkulmaların ve akmaların önüne geçilmesidir.

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

Çok parçalı çaprazlarda bağ levhalarının aralıkları, ardışık iki bağ levhası arasındaki tek elemanın narinlik oranı tüm çubuğun narinlik oranının 0.40 katını aşmayacak şekilde belirlenecektir. Çok parçalı çaprazın burkulmasının bağ levhasında kesme etkisi oluşturmadığının gösterilmesi halinde, bağ levhalarının aralıkları, iki bağ levhası arasındaki tek çubuğun narinlik oranı çok parçalı çubuğun etkin narinlik oranının 0.75 katını aşmayacak şekilde belirlenebilir. Bağ levhalarının toplam kesme

kuvveti kapasitesi, her bir çubuk elemanının eksenel çekme kapasitesinden daha az olmayacaktır. Her çubukta en az iki bağ levhası kullanılacak ve bağ levhaları eşit aralıklı olarak yerleştirilecektir. Bulonlu bağ levhalarının, çubuğun temiz açıklığının orta dörtte birine yerleştirilmesine izin verilmez.

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.

Çaprazların Birleşimleri: 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 çekme kapasitesi.

(b) Düğüm noktasına birleşen diğer elemanların kapasitelerine bağlı olarak, söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük eksenel kuvvet.

(c) Denklem (2.1a) ve Denklem (2.1b)'de verilen arttırılmış yükleme durumlarından meydana gelen çapraz eksenel kuvveti.

Birleşimin taşıma kapasitesinin hesabında, denklem 2.2.e verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

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.

Özel Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar: V veya ters V şeklindeki çapraz sistemlerinin sağlaması gereken ek koşullar aşağıda verilmiştir:

(a) Çaprazların bağlandığı kirişler sürekli olacaktır.

(b) 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.

(c) Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için aşağıdaki koşullar, çaprazların bağlandığı kirişler için de aynen geçerlidir. Buna göre:

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

$$\ell_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \qquad \textbf{(2.3)}$$

koşulunu sağlayacaktır. Ayrıca, tekil yüklerin etkidiği noktalar, kiriş enkesitinin ani olarak değiştiği noktalar ve sistemin doğrusal olmayan şekildeğiştirmesi 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.

Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu değildir.

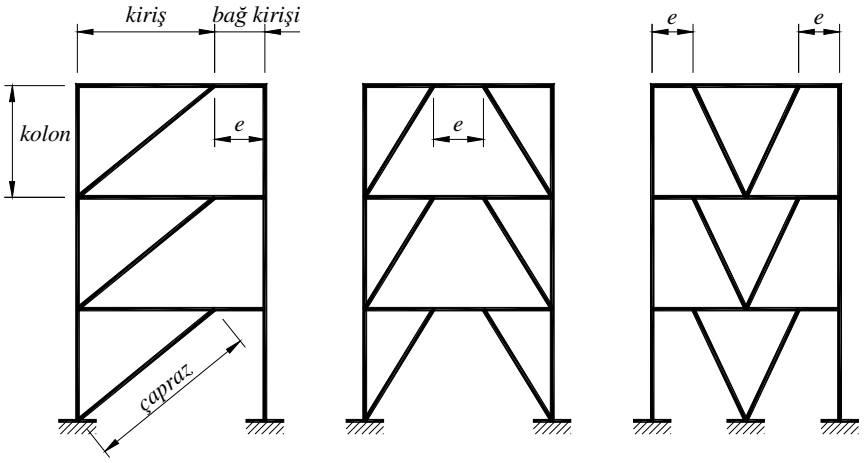
Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerde K şeklindeki (çaprazların kolon orta noktasına bağlandığı) çapraz düzenine izin verilemez.

Kolon Ekleri: Kolon ekleri kolon serbest yüksekliğinin ortadaki 1/3'lük bölgesinde yapılacaktır.

Kolon eklerinin eğilme dayanımı eklenen elemanlardan küçüğünün eğilme kapasitesinin %50'sinden, kesme kuvveti dayanımı ise eklenen elemanlardan küçüğünün kesme kapasitesinden daha az olmayacaktır. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin eksenel kuvvet taşıma güçleri denklem (2.1a) ve denklem (2.1b)'de verilen arttırılmış deprem yüklemelerinden oluşan basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın) yeterli olacaktır. Ek elemanlarının hesabında, denklem 2.2e'de verilen kaynak ve bulon gerilme kapasiteleri kullanılacaktır.

2.4.3 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdelerden Oluşan Çerçeveler

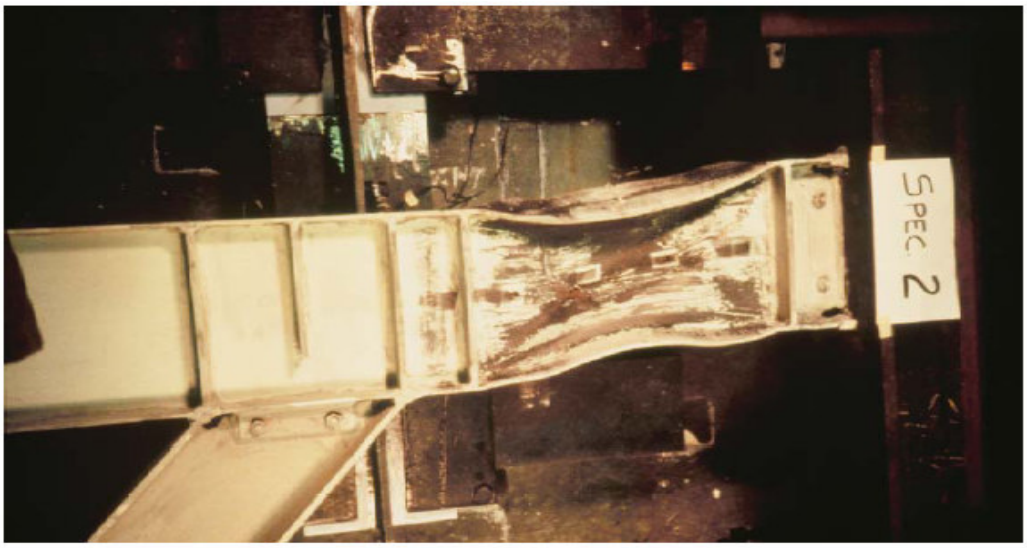
Dışmerkez çaprazlı çerçeveler, gösterdiği sünek davranış kapasitesiyle moment aktaran çerçevelere, yüksek yanal rijitliğe sahip olmasıyla da merkezi çaprazlı çerçevelere benzemektedir ve bu sebepten deprem riski yüksek olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin en belirgin özelliği çapraz elemanların bir ucunun, kirişte "bağlantı kirişi" adı verilen bir parçayı oluşturacak şekilde bağlanmasıdır. Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve sistemleri çeşitli geometrik formlarda oluşturulabilir (Şekil 2.6). Ancak bunların süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı çerçeveler olarak değerlendirilebilmesi için güçlendirme elemanları kolon-kiriş birleşim noktasından belirli bir uzunlukta, dışmerkez bir noktaya bağlanmalıdır."Bağlantı kirişi" denilen bu eleman deprem etkisinde yapısal bir sigorta gibi davranarak, enerjinin kararlı bir biçimde tüketilmesini sağlar. Bunun dışındaki bütün kirişler, kolonlar, çaprazlar ve birleşim elemanları deprem etkisinde elastik kalacak şekilde, kapasite kavramına uygun olarak boyutlandırılması gerekmektedir.



Şekil 2.6: Yaygın Olarak Kullanılan Dışmerkez Çelik Çaprazlı Çerçeveler

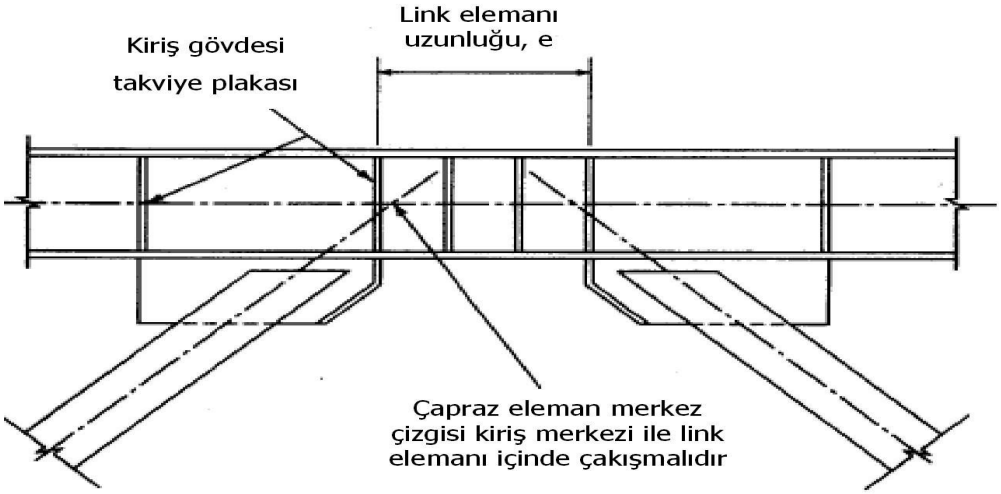
Bağlantı kirişi büyük plastik deformasyonlar yapabilmelidir. Bu fikrin altında yatan temel prensip, tasarım yüklerinin üzerinde deprem yükleri ortaya çıkması durumunda çaprazların burkulmasını önlemektir. Böylece, bağlantı kirişinin plastik kayma deformasyonu yapmasına imkan verilerek enerji yutması sağlanır. Şekilde tekrarlı yükleme testine tabii tutulan bağlantı kirişi gösterilmektedir. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarımında izlenen yol; inelastik davranışı bağlantı kirişi üzerinde

sınırlandırarak, bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sistemini, kirişten gelecek maksimum kuvvetlere göre boyutlandırmaktır.



Şekil 2.7: Tekrarlı Yükleme Testleri Altında Bağlantı Kirişi

Yapılan araştırmalar göstermiştir ki, bağlantı kirişleri gövde takviye levhaları olmaksızın tekrarlı yüklere karşı koyacak kapasiteye sahip değildirler ve bunların yük taşıma kapasitesi, gövde buruşması nedeniyle önemli oranda azalır. Bunun için, gövde burkulmasını önleyecek şekilde bağlantı kirişine rijitlik verilmelidir. Bu durum şekil 2.8'te gösterilmektedir.



Şekil 2.8: Bağlantı Kirişi Rijitleştirici Plakaları

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin tasarımında, DBYBHY, 4.8'de verilen boyutlandırma kurallarına uyulacaktır.

3.MERKEZİ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERİN BAYRAK LEVHALARININ SİSMİK DAVRANIŞI VE TASARIMI

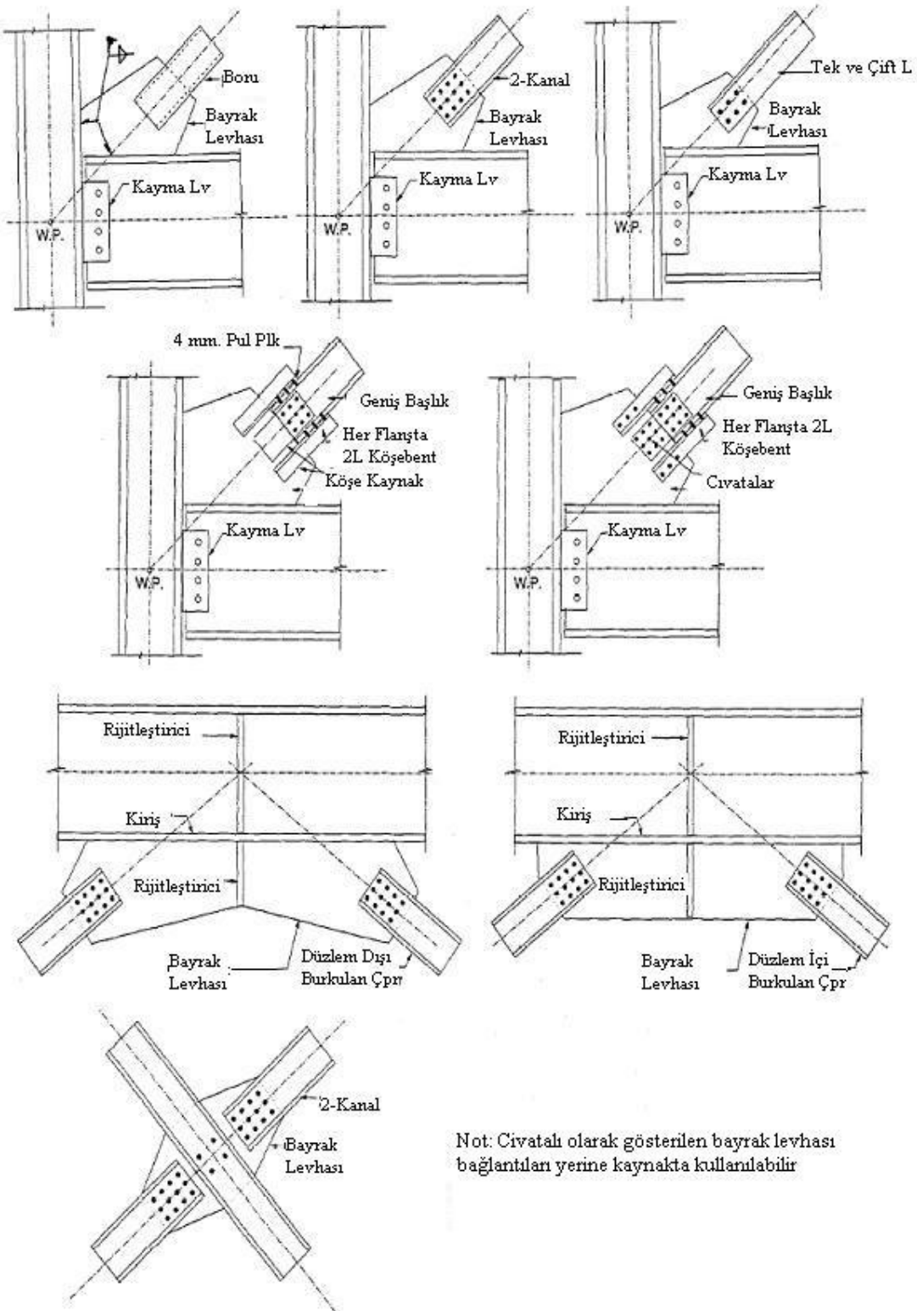
3.1 Giriş

Bayrak levhaları, eskiden beri, köprü, bina ve endüstriyel yapıların çelik kafeslerinde, çapraz elemanları kolonlara ve kirişlere bağlamak için ve çelik kafeslerde kafes çapraz elemanlarını bağlamak için kullanılmaktadır. 1960'larda bağlantıların birleşiminde kullanılan perçinlerin yerini şimdilerde bulonlar ve kaynaklar almıştır. Bayrak levhalarının, çelik çaprazlı çerçevelerin kolon ve kirişlerle birleşimindeki sismik davranışı ve tasarımı üzerinde durulması gereken konuların başında gelmektedir. Yapılan araştırmalar ve tasarımlar sonucunda çaprazlı çerçevelerde en çok kullanılan tipik bayrak levhaları bağlantıları Şekil 3.1'de gösterilmektedir.

3.2. Bayrak Levhalı Bağlantıların Sismik Davranışı

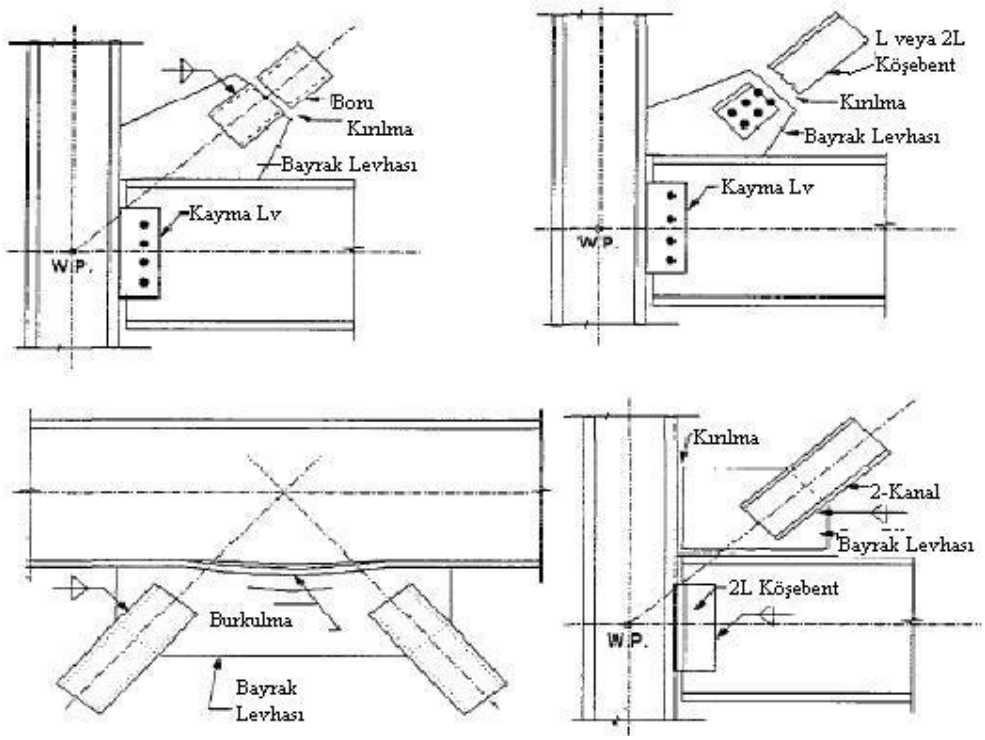
3.2.1. Geçmiş Depremlerde Bayrak Levhalarının Performansı

Bayrak levhaları üzerine yapılan araştırmalara göre genel olarak geçmiş depremler davranışları iyi olmakla beraber, 1985 Mexico, 1994 Northridge ve 1995 Kobe-Japonya depremlerinde birkaç bayrak levhası göçmesi rapor edilmiştir. Gözlemlenen göçme çeşitleri, kaynak çatlakları, bayrak levhasının burkulması ve bayrak levhası ve çapraz elemanının birleşim kesitinde kırılmalar şeklinde ortaya çıkmıştır. Şekil 3.2'de depremlerde oluşan bazı bayrak levhası hasarları görülmektedir. Bu göçmelerin ve özellikle birleşim net alanlarının gevrek kırılmaların sebebi, sünek olmayan tasarım ve bayrak levhası bağlantılarında detaylı çalışma yapılmaması ile ilgili olabileceği belirtilmektedir.



Şekil 3.1: Tipik Bayrak Levhası Bağlantı Detayları (Astaneh-Asl, Aralık 1998)

Bayrak levhalı bağlantılar, çaprazlı çerçevelerin en kritik elemanları olduğundan, bu bağlantılardaki kusurlar, yanal yüklere karşı koyan çaprazlı çerçevelerin dayanım ve rijitliğinde ciddi kayıplara neden olabilir. Bu tip dayanım ve rijitlik kayıpları, yapılarda yumuşak kat oluşmasına sebep olabilir. Bayrak levhalarının, çelik çapraz çerçevelerle, kolon ve kirişlerle sünek ve istenen davranışını sağlayacak ve gözlemlenebilen gevrek kırılmaları önleyecek tasarım ve detaylandırmalara kurallarına Bölüm 3.3'te yer verilmiştir.



Şekil 3.2: Geçmiş Depremlerde Gözlenen Bayrak Levhası Kopmaları (Astaneh-Asl, Aralık 1998)

3.2.2 Bayrak Levhalarının Laboratuar Testlerindeki Sismik Davranışı

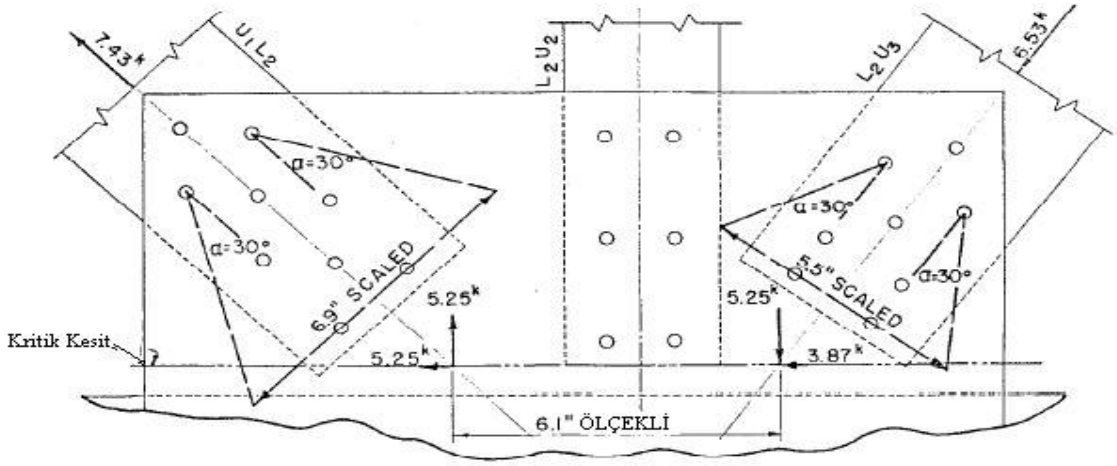
Birçok araştırmacı tarafından laboratuarlar şartları altında bayrak levhalarının gerçek davranışı üzerinde çalışmalar yapılmaktadır. İlk bayrak levhası testlerinde, (Rust, 1938) çelik plakaların yerine bakalitten üretilmiş bayrak levhaları kullanılmaktaydı. Bu testlerde araştırmacılar, bakalit plakayı polarize edilmiş ışığa tabi tutarak bayrak levhalarındaki iso-gerilim çizgilerini görüp kaydederek, bayrak levhasına bağlı olan elemanlar tarafından bayrak levhasına uygulanan kuvvetlerin, bağlanan elemanların yakınındaki bayrak levhası etkinlik bölgesinde dağıldığını göstermiştir. Rust'ın deney sonuçlarında, (1938), bayrak levhalarında gerçek elastik gerilme dağılımına ait

ilk sonuçlar yanında bayrak levhalarının tasarımına ilişkin pek çok bilgi de verilmiştir.

Bu deneylerden yaklaşık 15 yıl sonra, Whitmore bayrak levhasındaki 30º'lik gerilme dağılımına dayalı olarak bayrak levhası için bir etkinlik bölgesi kavramını ortaya koymuştur. 30º hatları kavramı, günümüzde tasarım camiası tarafından Whitmore metodu olarak adlandırılmaktadır. 1952'de, Tennessee Üniversitesi'nden R. E. Whitmore, bir bayrak levhası bağlantısının testine ait sonuçları yayınlamıştır (Whitmore, 1952). Numunedeki bayrak levhaları, akma dayanımı yaklaşık 270 N/mm² (39 ksi) ve elastisite modülü 69 N/mm² (10 ksi) olan yüksek dayanımlı bir alüminyumdu. Bu test, çift bayrak levhalı bir kafes bağlantısını temsil eden bir örnek üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu örnek, aslı 90 m. uzunluğunda olan bir kafes kiriş düzeneğinin 1/4 ölçekli modelidir. Whitmore, test edilen bayrak levhasına monte edilmiş gerilim ölçerler aracılığıyla elde edilen iso-gerilim hatlarını çizmiştir. Çizgiler, gerilim izlerinin bağlı elemanla yaklaşık 30º açı yapacak şekilde yol aldığını belirgin bir şekilde doğrulamıştır.

Whitmore (1952), ayrıca test edilen bayrak levhasının "kritik kesitleri" boyunca normal ve kopma gerilmelerinin dağılımını hakkında da görüşler sunmuştur. Test sırasında ölçülen ile kiriş formülleriyle, tahmin edilen normal ve kayma gerilmeleri maksimum değerlerinin birbirine yakın sonuçlar çıkmıştır. Bu sonuçlar, yaklaşık iki yüzyıldır kiriş formülleri kullanılarak tasarlanan bayrak levhalarının neden başarılı performans gösterdiğini açıklamaktadır. Bayrak levhalarının tasarımı, günümüzde bile maksimum gerilmeye dayalı olduğundan kiriş formüllerinin uygulanması, emniyetli bayrak levhalarının ortaya çıkmasını sağlamıştır.

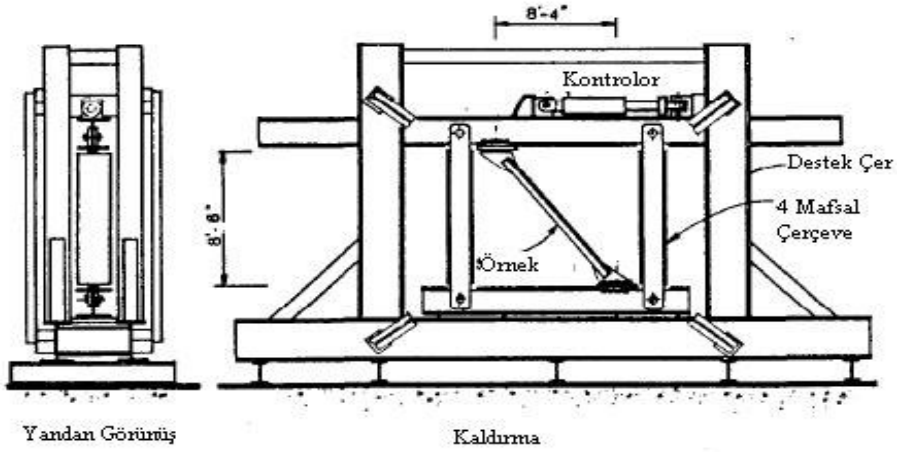
Whitmore'un testi, elemanların uç bölgelerinde bulunan bayrak levhasındaki gerilmelere ait rasyonel değerler elde edebilmek için, 30º'lik hat boyunca kuvvet dağılımı kavramının kullanımını tekrar doğrulamıştır. Bu basit kavramda bağlantıların son sıra bayrak levhası etkinlik bölgesi, Şekil 3.3'te gösterildiği gibi ilk bağlantıdan 30º'lik çizgiler çizilerek oluşturulur. Çapraz elemanların ötesindeki alanlarda bulunan bayrak levhası gerilmesi, çapraz elemandaki eksenel kuvvetin bu etkinlik kesiti alanına bölünmesiyle hesaplanır. Bayrak levhasındaki kuvvetleri dağılımının 30º'lik açılar altında olacağını önermesinin yanında Whitmore (1952), bayrak levhalarının "kritik kesitlerindeki" normal ve kayma gerilmelerini ortaya çıkarmak için de kiriş formüllerinin kullanımını kabul etmiştir.



Şekil 3.3: Bayrak Levhasındaki Gerilmenin 30º Hatta Dağılımı (Whitmore, 1952)

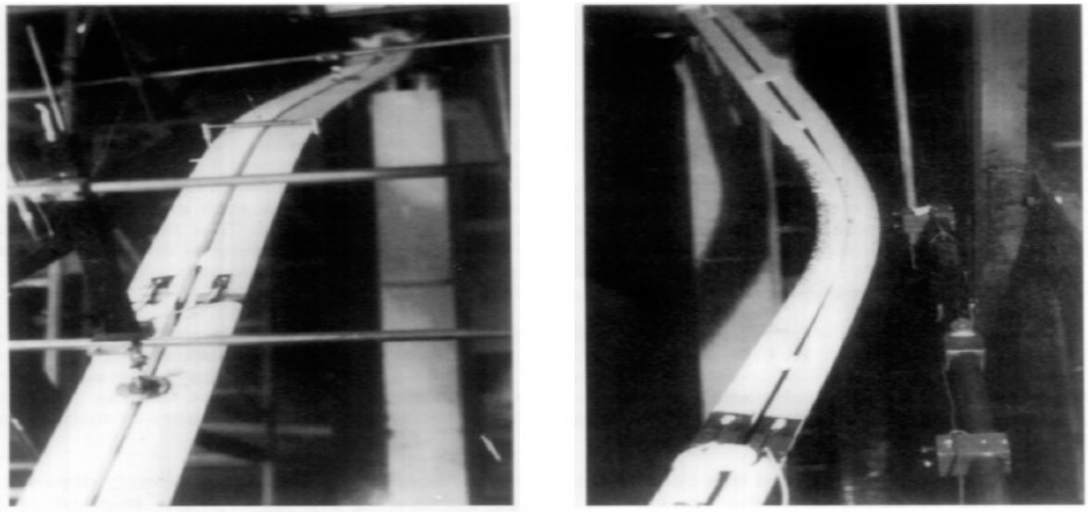
1971'de, Tennessee Üniversitesi'nden D. D. Vasarhelyi, çelik bir bayrak levhası bağlantısının testine ait sonuçları yayınlamıştır (Vasarhelyi, 1971). Bu test, ilk gerçek çelik bayrak levhası testi olarak ortaya çıkmaktadır. Bu testte iki çapraz eleman, bir çift çelik bayrak levhası aracılığıyla yatay bir taşıyıcı destek elemanına bağlanmıştır. Benzer şekilde bu örnek, köprü kafeslerinin bayrak levhalı bağlantılarını da temsil etmektedir. Bu bayrak levhaları için birbirine yakın olarak yerleştirilmiş gerilme ölçerler kullanılmıştır. Bayrak levhası örneğinin testine ek olarak Vasarheyli, bayrak levhalarındaki gerilmenin durumunu ortaya koymak için analitik çalışmalar yürütmüştür. Ardından, bilgisayar tabanlı gerilme analizi ve sonlu eleman metotlarını kullanmıştır. Vasarheyli (1971) sonuç olarak, "Mevcut temel analiz işleminin çoğu durumda yeterli olduğu görülmektedir" görüşünü ortaya koymuştur. Araştırmalarda değişik basitleştirilmiş metotlar ile bulunan bayrak levhasındaki maksimum gerilmenin çok az farklı olduğu ve asıl farklılıkların bu maksimum değerlerin konumunda olduğu belirtilmiştir.

Yukarıdaki tüm testlerde, bayrak levhalarına tek bir yönde monoton basınç veya çekme kuvvetleri uygulanmıştır. Gerçek ve tam ölçekli bayrak levhalarının ilk tekrarlı testleri, Michigan Üniversitesi'nden Astaneh-Asl, Goel ve Hanson tarafından yapılmıştır. Test programı, 17 adet tam ölçekli 2L korniyer çarpaz elemanını uç bayrak levhaları ile birlikte tekrarlı yüklemeye maruz bırakmayı içermektedir. Test düzeneği içindeki tipik bir örnek Şekil 3.4'te gösterilmektedir.



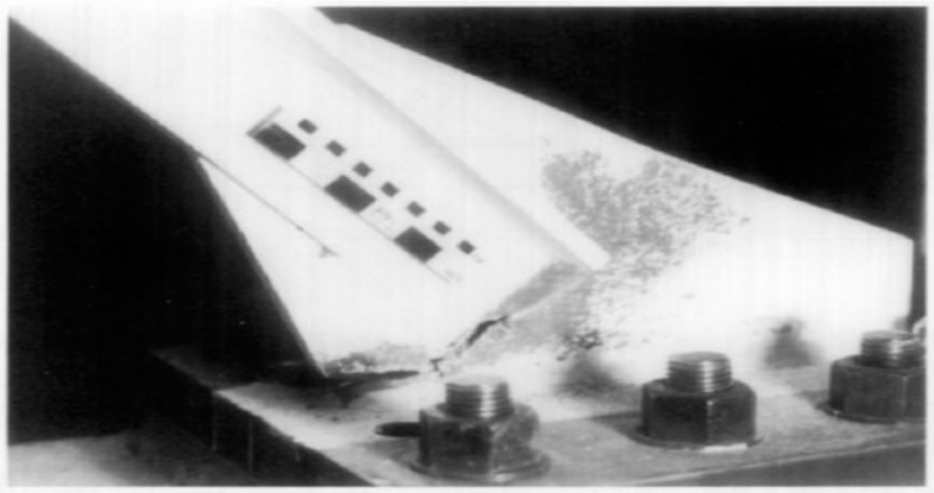
Şekil 3.4: Test Düzeneği İçindeki Tipik Bir Örnek (Astaneh-Asl., 1981)

Araştırma sonuçları, çaprazlı çerçevelerdeki bayrak levhalarının tekrarlı davranışının, çapraz elemanın burkulma yönüne bağlı olduğunu ortaya koymuştur. Bu çapraz eleman, çapraz düzleminde burkulduğunda (Şekil 3.5(a)), çapraz üzerinde üç adet plastik mafsal meydana gelir; biri orta kısımda ve diğer ikisi ise çapraz elemanın her iki ucunda bayrak levhasının hemen dışındadır. Bu durumda, bayrak levhaları hemen hemen elastik şekilde kalır. Bununla birlikte, çapraz eleman, çapraz düzlemi dışında burkulduğunda (Şekil 3.5(b)), üç plastik mafsaldan biri halâ elemanın orta kısmında oluşurken diğer iki plastik mafsal, bayrak levhasının içerisinde oluşur. Bayrak levhasında plastik mafsal oluşumu, bayrak levhasının plastik mafsalın eğilim gösterdiği göreceli olarak daha büyük dönüş miktarını karşılayacak şekilde tasarlanması gerektiği anlamına gelmektedir.



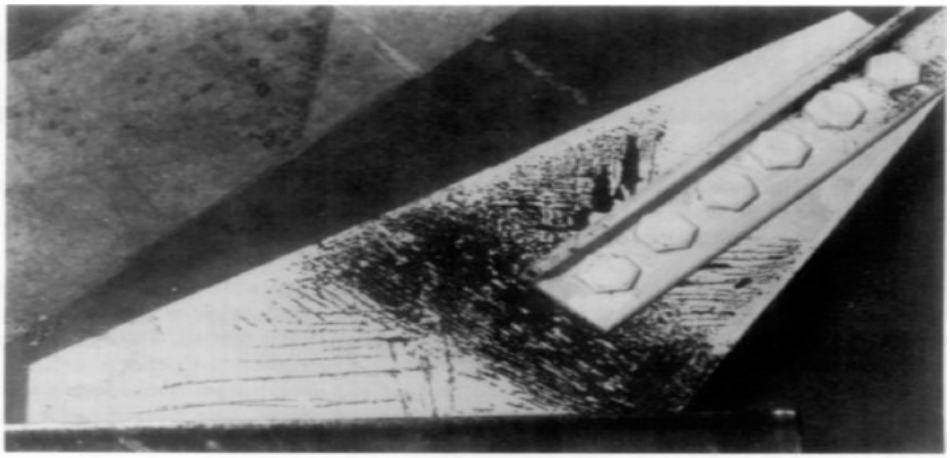
Şekil 3.5: (a) Destek Elemanlarının Düzlem İçi ve **(b)** Düzlem Dışı Burkulmaları(Astaneh-Asl, Aralık 1998)

Çapraz eleman, çaprazlı çerçeve düzlemi dışında burkulduğunda, bayrak levhası içinde plastik mafsallar oluşur. Bu plastik mafsalların rahatça dönebilmesi gerekir; aksi takdirde bayrak levhaları birkaç tekrarlı çevrim sonunda kırılabilir. Bayrak levhasının rahatça dönebilmesini sağlamak için, çapraz elemanının ucu, bayrak levhasının içe bakan köşesinden en az 2t kadar bir mesafede son bulmalıdır (Astaneh-Asl., 1986). Şekil 3.6'da, 2t mesafesi sağlanmayarak yetersiz tasarlanmış bir bayrak levhasının birkaç tekrarlı yükleme sonunda kırılması gösterilmektedir.



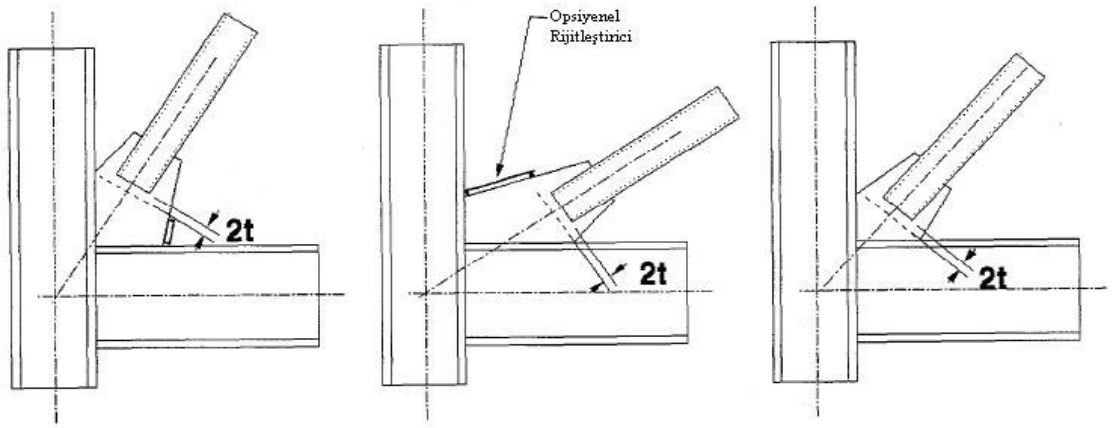
Şekil 3.6: Düzlem Dışı Burkulmada Yetersiz Detaylandırılmış Bayrak Levhasının Çatlaması (Astaneh-Asl, Aralık 1998)

Diğer tarafta, Şekil 3.7'de ise 2t mesafesinin sağlandığı esaslı şekilde detaylandırılmış bir test örneği gösterilmektedir. Bu örnek herhangi bir çatlama olmaksızın esnek olmayan 30 tane tekrarlı eksenel yükleme işlemine dayanmıştır. Beyaz boyalı örnekler üzerindeki siyah bölgeler plastik deformasyon alanlarını göstermektedir.

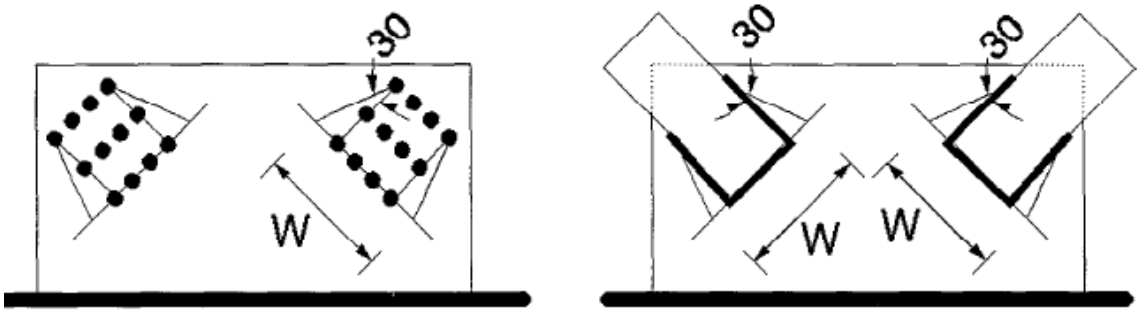


Şekil 3.7: Uygun Tasarlanmış Bayrak Plakasının Sünek Davranışı (Astaneh-Asl, Aralık 1998)

Bu çalışmayla ayrıca Şekil 3.9 (a)'da gösterilen Whitmore'un tekrarlı yükleme işlemi altında bayrak levhası içindeki 30º gerilme dağılım hatlarının geçerliliği onaylanmıştır. Whitmore tarafından ortaya atılan 30º hatlarla bağlanmış bayrak levhası etkili alanı kavramının perçinli örnekler temel alınarak geliştirildiği ve daha sonra cıvatalı bayrak levhası bağlantıları için kullanıldığı da belirtilmelidir. Astaneh (1982), Whitmore'un 30º gerilme dağılım kavramını Şekil 3.9 (b)'de gösterildiği gibi kaynaklı bayrak levhası bağlantılarını kapsayacak şekilde genişletmiştir.



Şekil 3.8: Çaprazların Düzlem-Dışı Burkulmalarında Bayrak Levhası için "2t" Mesafesi (Astaneh-Asl, 1982)



Şekil 3.9: (a) Bayrak Levhası İçinde Whitmore Gerilme Dağılımı Kavramı ve **(b)** Whitmore Kavramının Kaynaklı Bayrak Levhalarına Uygulanışı (Astaneh-Asl.,1982)

1981 yılında G.De Martino tarafından, kenar bayrak levhaları olan X-bağlantıları üzerinde yapılan bulonlu ve kaynaklı testlerin sonuçlarına göre: Bulonların, bağlantının sünekliğine kayda değer katkı sağladığını ve dolayısıyla sistemin dinamik tepkisini geliştirdiğini belirtmiştir. De Martino, bulonlu bağlantıların aşırı sünekliğinin, kaynaklı bağlantıda bulunmayan kayma ve delik ovalleşmesinden kaynaklandığını vurgulamıştır. Dikkat çekici başka bir nokta da De Martino'nun,

yüksek oranda enerji yayılması ve yapısal sistemin uygun dinamik davranışı gibi birçok olumlu özelliği bulonlu bayrak levhalarına bağlamasıdır. Ne var ki onun görüşüne göre kaynaklı bağlantıların tek olumlu özelliği, bulonlu bağlantılara kıyasla davranışlarını anlamanın daha kolay olmasıdır (De Martino, 1981).

1980'li yıllarda Japonya'da çapraz elemanlar ve onların bağlantıları üzerinde 190'dan fazla test gerçekleştirilmiştir. Birçok testte odak noktası çaprazın kendisi olmasına rağmen, testler merkezi çaprazların ve onların bayrak levhalarının tekrarlı davranışı hakkında çok değerli veriler sağlamıştır. Veri ve istatistik metotlar kullanılarak bayrak levhalarının tasarımına ilişkin ampirik kurallar ortaya atılmıştır. Çalışmada bayrak levhası bağlantısı dayanımın çapraz elemanın plastik deformasyon dayanımından yüksek olması gerektiği vurgulanmıştır.

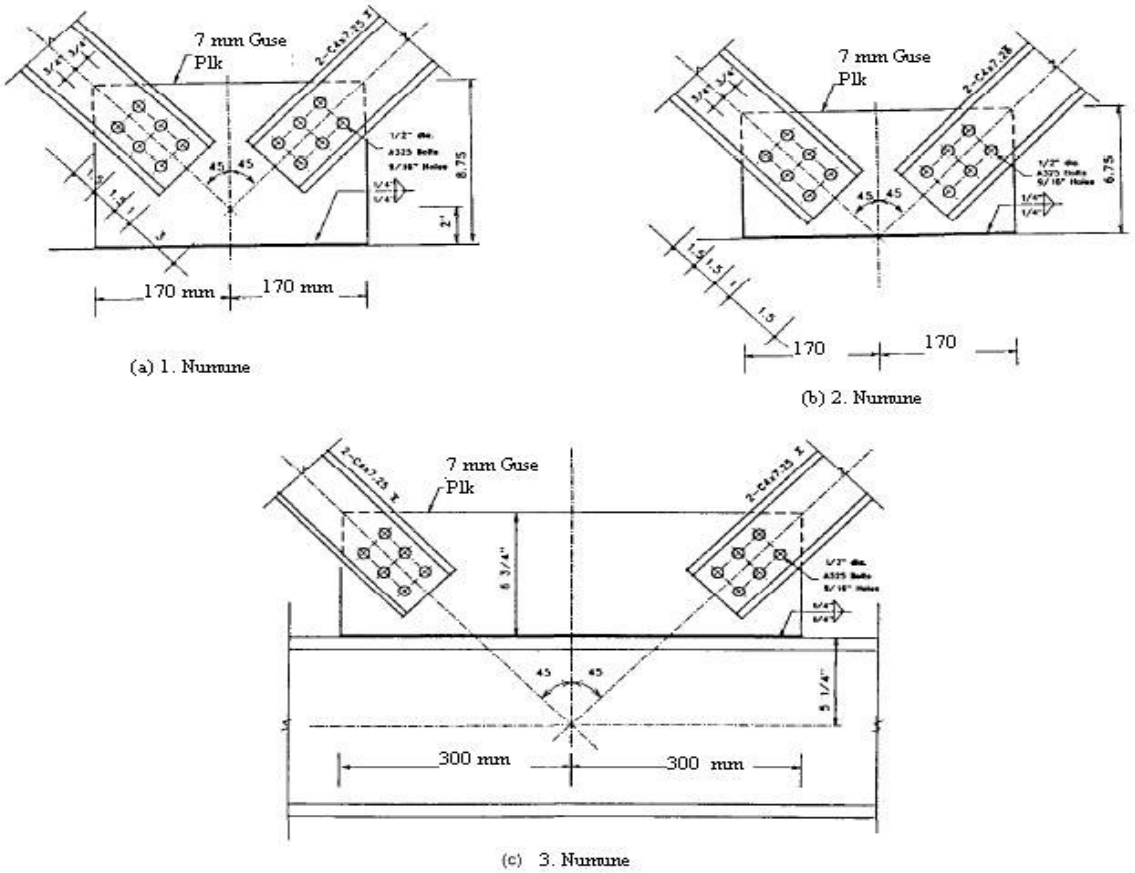
Hu ve Cheng (1987), 6 bayrak levhası örneği üzerinde, 14 basınç testi yapmış, bazı örneklerde çapraza uygulanan kuvvet ile çalışma noktası arasında entegre dışmerkezlik oluşturulmuştur. Merkezi bağlantılı numunenin kırılma modu bayrak levhasının burkulması iken, dışmerkezli bağlantılı numunelerde kırılma modu, bayrak levhasını çapraza bağlayan ek levhalarında akma eğilmesi olarak belirlenmiştir. Araştırma sonuçlarına göre, bayrak levhalarının tasarımında kullanılan etkili genişlik kavramı; birincil kırılma modunun plaka burkulması olduğu durumlarda aşırı abartılı bulunmuştur (Hu ve Cheng, 1987).

Whitmore Metodu (etkili genişlik kavramı), bayrak levhalarının yalnızca çekme durumundaki kapasitesini belirlemek için kullanılmaktadır. Hu ve Cheng testleri, bayrak levhalarının burkulma kapasitesinin, Whitmore metoduyla hesaplanan çekme kapasitesinden daha az olduğunu göstermiştir.

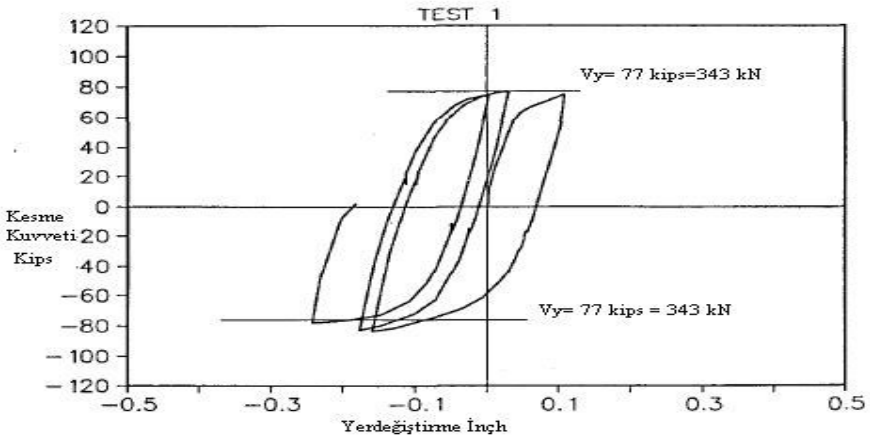
Astaneh-Asl (1989 ve 1991), V-çaprazları temsil eden, Şekil 3.10'da gösterilen üç bayrak levhası örneğinde çevrimsel yükleme testleri yapmıştır. Çalışmanın ana parametresi, çaprazların ve kirişin kesişim noktası konumu tarafından etkilendiği düşünülen bağlantıların sünekliğini araştırmaktı. Şekil 3.10(a)'da gösterildiği üzere, 1. numunede çapraz elemanların kesişim noktası, bayrak levhasını kirişe bağlayan kaynak hattından 50 mm uzaklıktaydı. 2. numunede, bağlantıların kesişim noktası kaynak hattı üzerindeydi. 3. numunede ise çaprazlar ve kirişin merkez hattının "yüklenme noktası"nda kesiştiği günümüz uygulamaları baz alınarak tasarlanmıştı. Testler esnasında çapraz elemanlar, sismik etkiler esnasında gerçek bir Chevron ve

V-bağlantılı kafeste medyana gelen duruma benzer şekilde çekmeye ve basınca maruz bırakılmıştı. Her bir örneğin tekrarlı davranışları için kısa bir özet aşağıda verilmiştir.

1. Numunenin, Şekil 3.10(a)'da gösterildiği gibi, bağlantı noktasında 50 mm dışmerkezliği vardır. Örnekteki bayrak levhası, oldukça sünek bir özellik göstermektedir. Çaprazların sonu ile kaynak hattı arasındaki bayrak levhasının boş alanında meydana gelen akma elastik olmayan davranış oluşturmuştur. Buna ek olarak, bayrak levhası ve çapraz eleman arasındaki bulonlu bağlantı, eksenel ve eğilme deformasyonlarının birleşik etkileri altında dairesel bir kayma sergilemektedir. Numunenin test düzeneği ve sonundaki görünümünü EK A kısmında verilmiştir. Şekil 3.11, bu örneğin kesme kuvveti-yerdeğiştirme davranışını göstermektedir. Bayrak levhası, çekmeden dolayı her hangi bir kırılma ya da basınçtan kaynaklanan her hangi bir burkulma belirtisi göstermemiş ve elastik olmayan altı büyük tersinir yüklenmeye dayanmıştır.

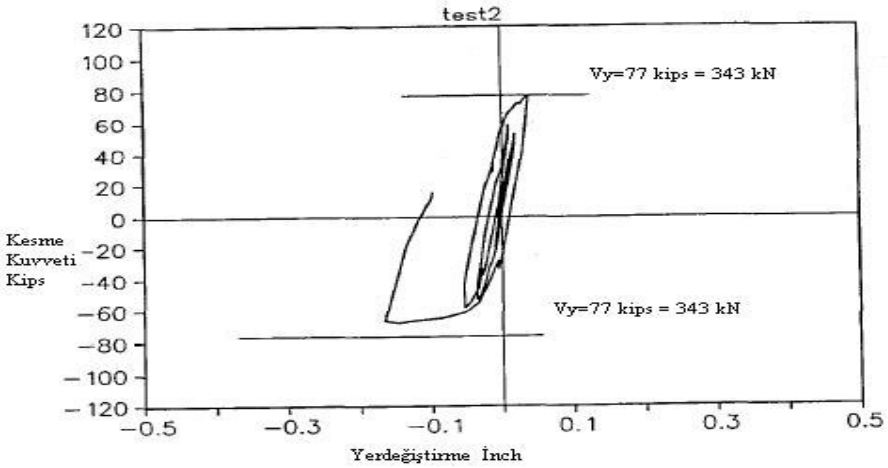


Şekil 3.10: Tekrarlı Yüklemeye Maruz Kalan Test Numuneleri (Astaneh-Asl, 1991)



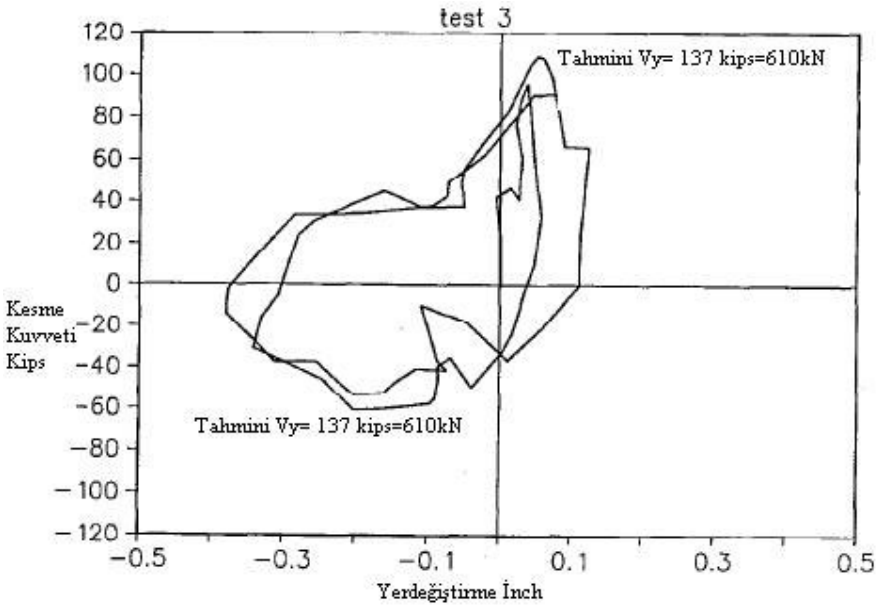
Şekil 3.11: Numune 1'in Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme Davranışı

2. Numunede bağlantıların kesişim noktası, bayrak levhasını Şekil 3.10(b)'deki kirişe bağlayan kaynak hattı üzerindedir. Bu örnekte, 1. Numune'deki kadar olmasa da sünek bir davranış sergilemektedir. Çaprazların sonuyla kaynak hattı arasındaki bayrak levhasının serbest alanında meydana gelen akma elastik olmayan davranış oluşturmuştur. Bayrak levhasına yapılan bağlantılardaki bulonlu bağlantının dairesel kayması da gözlemlenmiştir. Numunenin test sonundaki görünümünü EK A kısmında verilmiştir. Şekil 3.12, örneğin kesme kuvveti-yerdeğiştirme davranışını göstermektedir. Örnek, çekmeden dolayı bir çatlama veya basınçtan kaynaklanan bir burkulma belirtisi göstermeden elastik olmayan beş büyük çevrimsel deformasyona dayanmıştır. Bu esnada, esas çatlama modunu gözlemlemek için, çapraz elemanlara, çekme bölgesinde bayrak levhası blok kayma çatlaması meydana gelene dek sürekli artan monoton bir kuvvet uygulanmıştır.



Şekil 3.12: Numune 2'nin Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme Davranışı (Astaneh-Asl, 1991)

3. Numunede çaprazların kesişim noktası, bu bağlantıyı eş merkezli bir birleşme haline getiren kirişin merkez hattındadır. Günümüzde Chevron veya V-çaprazlı çerçevelerde neredeyse tüm bayrak levhaları, bayrak levhası tarafından bağlanan çaprazların bağlantılarının merkez hattı "yüklenme noktası"ndan geçecek şekilde tasarlanmaktadır. Günümüzün tasarım uygulamasını temsil eden bu örnek göreceli olarak kırılgan ve zayıf bir davranış göstermektedir. Basınç etkisindeki çapraz elemanların ucuna yakın yerde ve bayrak levhasının kenarına yakın bölümlerdeki burkulmalar elastik olmayan davranış oluşturmuştur. Gerilim ölçümlerine göre, bu üç bayrak levhasından en büyüğü olsa bile, bayrak levhasına uygulanan kuvvetler çapraz elemanların ucu yakınındaki ufak bir alanda dağılmaktadır. Numunenin test sonundaki görünümünü EK A kısmında verilmiştir. Şekil 3.13, bu örneğin kesme kuvveti-yerdeğiştirme davranışı göstermektedir. Önceki iki örnekte olduğu gibi, bu örnekteki bulonlar da kaymıştır. Bayrak levhası yalnızca iki elastik olmayan büyük tekrarlı yüklemeye dayanabilmiş, basınç kısmında bariz bir biçimde burkulmuş ve çekme tarafında blok kayma çatlaması meydana gelmiştir.



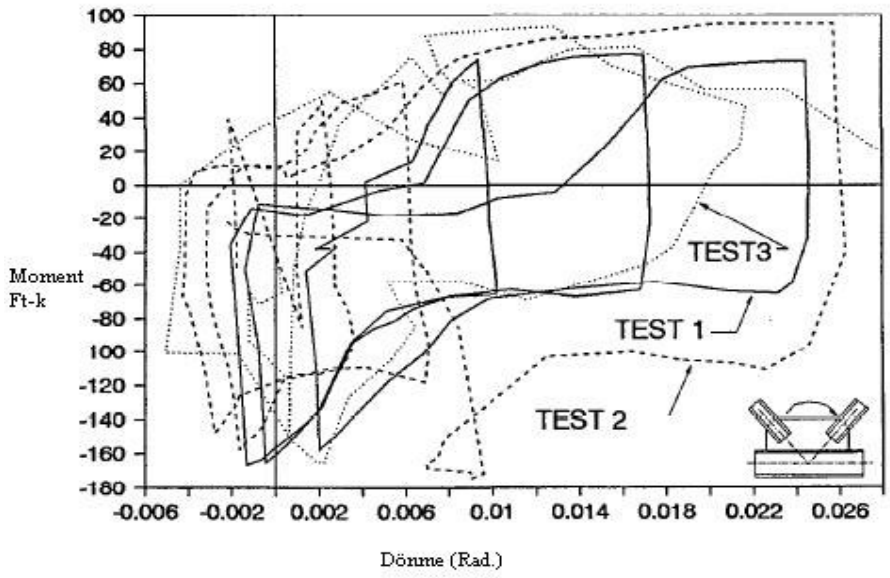
Şekil 3.13: Numune 3'nin Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme Davranışı (Astaneh-Asl, 1991)

Test verilerine dayanarak aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- 1. Numune, Şekil 3.10(a), bayrak levhasındaki en büyük dışmerkezliği ile en iyi davranışı ve en yüksek tekrarlı sünekliği göstermiştir. Bu örnekte çaprazların kesişim noktası, kirişin flanşından 50 mm uzaklıktadır. Sonuç olarak, kaymada

tekrarlı akma gösteren bayrak levhasının 50 mm'lik bir serbest uzunluğu vardır. Elastik olmayan bu alan enerji dağıtmakta ve bir sünek sismik sigorta görevi görmektedir. Bu sigorta, çaprazlarda ve çaprazlı çerçevelerde meydana gelen kuvvetin büyüklüğünü kontrol edebilmektedir. Bu tip dışmerkez bayrak levhalarının kullanımı tavsiye edilmektedir. Dışmerkez bayrak levhaları kullanıldığında, çaprazlardaki dışmerkezlikten dolayı kiriş tarafından taşınması gereken bağlantıda ekstra bir moment olabileceği düşünülebilir Bu durum, yalnızca davranışın elastik olduğu safha esnasında ve çerçevenin geometrik şekli fark edilebilir derecede değişmediği sürece doğrudur. Davranışın elastik olmadığı safha esnasında, dışmerkez bayrak levhasının serbest alanı kaymada aktığında, bayrak levhasının rijitliği kaybolmakta ve bayrak levhasındaki anlık moment çaprazlara iletilmektedir. Diğer bir deyişle, davranışın elastik olmadığı safha esnasında akmadan ve rijitliğin değişmesinden dolayı çaprazlara ve bağlantılara gelen kuvvet, davranışın elastik olmayan halindeki statik dengeyi korurken tekrar dağıtılır. Örnek 3'te, bayrak levhasının serbest alanında kayma hareketinde akma gerçekleşirken, bu bölgedeki eğilme momenti, bağlı olan çaprazlara dağıtılmıştır. Şekil 3.14 her üç örnek için de moment-dönme eğrilerini göstermektedir. Moment, kirişin merkez hattında ölçülmektedir. 1. Numunenin maksimum momenti, dışmerkez olmayan 3. Numuneyle neredeyse aynıdır.

- Çaprazların kesişim noktasının, kirişin flanşı üzerinde olduğu 2. Numune, 3'e nazaran daha sağlam bir bayrak levhasına sahiptir, çok daha iyi bir davranış ve yüksek süneklik göstermektedir.
- Tüm elemanların merkez hattının tek bir çalışma noktasından geçtiği 3. Numune sünek ve istenen bir davranış göstermemiştir. Bayrak levhası burkulmuş ve numune yalnızca iki büyük elastik olmayan deformasyona dayanabilmiştir. Bu numune, bayrak levhalarının, bayrak levhasına bağlı olan tüm çaprazların merkez hattının merkezi bağlantı oluşturan tek bir noktadan geçtiği bugünkü tasarım uygulamasına göre tasarlanmıştır. Daha iyi bir sismik davranış elde etmek için, Şekil 3.10(a) ve 3.10(b)'de gösterilen daha yüksek süneklik, daha küçük bayrak levhaları ve dışmerkez bayrak levhası bağlantılarının kullanımı önerilmektedir.



Şekil 3.14: Bayrak Levhalarının Üç Ayrı Örnekteki Moment-Dönme Eğrileri (Astaneh-Asl, 1991)

3.2.3. Bayrak Levhalarının Davranış Özeti

Bayrak levhalarında oluşan aşağıdaki göçme şekilleri depremler sonrasında yada laboratuarlarda gözlemlenmiştir.

- Bayrak levhasının Whitmore'un 30º etkili genişlik alanı boyunca çatlaması
- Çekme esnasında bayrak levhasının blok kayma hatası vermesi
- Basınç esnasında bayrak levhasının burkulması
- Bayrak levhasının serbest kenar burkulması
- Bayrak levhasının eksensel yükleme, eğilme ve kesmeden kaynaklanan kritik kesit hataları
- Bayrak levhasını elemanlara bağlayan kaynak, bulon ve köşebentlerin hatası

3.3. Sünek Performans İçin Bayrak Levhalarının Sismik Tasarımı

Bayrak levhası, kendisine bağlanan çaprazların düzlem dışına burkulması durumunda, deformasyon yaparak çaprazlarn uç dönüş ihtiyacını karşılamaya yetecek sünekliği olmalıdır. Ayrıca, uygulanan kuvvetleri aktarmak için yeterli mukavemete sahip olmalıdır. Bir bayrak levhasının çatlamasıyla, çaprazlar ve çerçeve mukavemet ve rijitlik kaybına uğrar ve böylece, çaprazlı çerçeve istenmeyen bir zayıf performans gösterir. Bu nedenle, bu gevrek davranıştan kaçınmak için

bayrak levhası bağlantılarının sismik uygulamalardaki asıl göçme modu, çatlama modu değil akma modu olmalıdır.

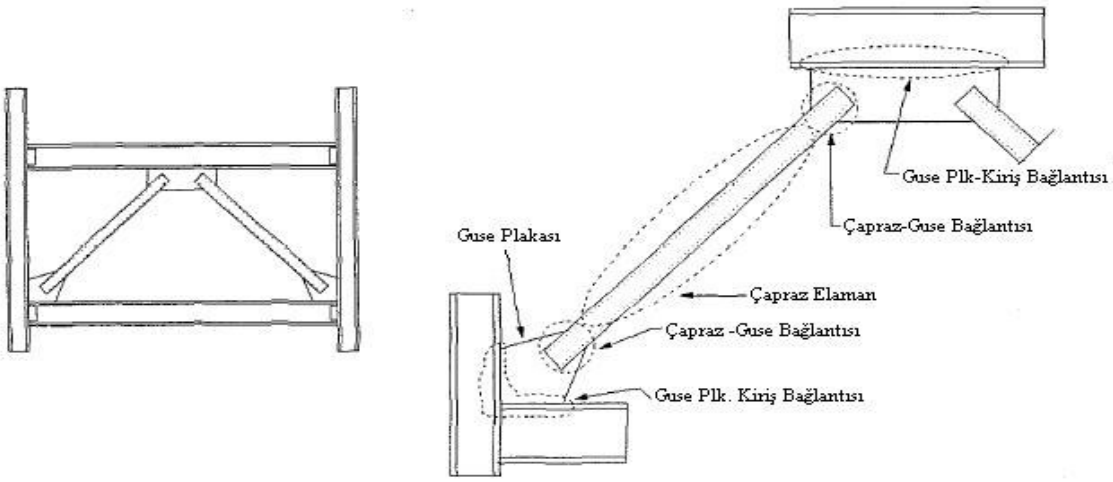
Bayrak levhaları da dahil olmak üzere herhangi bir bağlantının sismik tasarımındaki ilk adım, göçme modlarını (ya da limit durumlarını) belirlemek olmalıdır. Bundan sonra, eğilme gibi sünek ve olması tercih edilen göçme modlarının, çatlama gibi hata modlarından önce meydana gelecek şekilde, hiyerarşik sıra ile düzenlenmesi sağlanmalıdır. Göçme modlarını hiyerarşik sıralama konsepti, geçmişte kayma bağlantıları (Astaneh-Asl, 1989) ve bulonlu moment çerçeve bağlantıları (Astaneh-Asl, 1995) için tasarım prosedürleri geliştirme bağlamında önerilmiş ve başarıyla kullanılmıştır.

Deprem sırasında, çapraz elemanlar ve bazen de bayrak levhaları en aktif elemanlardır ve akma, burkulma diğer göçme modlarına maruz kalmaktadırlar. Şekil 3.15'te bir çapraz elemanı ve ucunun bayrak levhalarıyla birleşimi gösterilmektedir. Bu sistem için dört önemli bölge belirlenebilir. Şekil 3.15'te gösterilen bu bölgeler:

1. Çapraz eleman
2. Çapraz elemanının bayrak levhasına bağlantısı,
3. Bayrak levhası ve;
4. Bayrak levhasının kirişlere ve kolonlara bağlantısıdır.

Yukarıda belirtilen dört bölümün her birinin kendi göçme modları vardır. Arzu edilir ve sünek bir sismik performansa sahip olmak için, yukarıdaki bölgelerin her birinin asıl göçme modu, akma gibi sünek bir göçme modu olmalıdır. Yukarıdaki dört bölge zincir gibi seri içinde olduklarından, deprem sırasında dört bölgenin en zayıf olanının daha aktif olması, çekme durumunda akması ve basınç durumunda burkulması beklenir. Çaprazlı çerçevelerin sünekliğini artırmak için, yukarıda belirtilen dört bölgenin akma mukavemetleri hiyerarşik sırada olmalıdır. Sıralama Şekil 3.16'de gösterilmiştir. Bu hiyerarşik sıralamada, dört bölgenin her birinin asıl göçme modu akma olmalıdır. Çaprazların akması büyük eksenel plastik deformasyonlara yol açar, bunlar da çaprazlı çerçeveler için büyük sünekliğe neden olur. Bu nedenle, Şekil 3.16'de gösterilen akmanın hiyerarşik sıralamasında, ilk olarak elemanın akmasının, ardından bağlantı elemanları ve parçalarının akmasının meydana gelmesi tasarlanmıştır. Öte yandan, sistemin nispeten kısa elemanlarının, örneğin bayrak levhasını çapraza bağlayan kaynakların akması büyük süneklik sağlayamaz. Bu nedenle, bu gibi akmalar Şekil 3.16'de gösterilen hiyerarşik akma sırasının sonuna

doğru yerleştirilir. Çapraz sistemi bu konsepte göre tasarlandıysa, elemanların gevrek kırılması önlenir ve tercih edilen ve sünek sismik davranış meydana gelir.



Şekil 3.15: Tipik X-Çaprazı ve Dört Önem Bölgesi (Astaneh-Asl, Aralık 1998)



Şekil 3.16: Çapraz Çerçeve Elemanlarının Akmasının Hiyerarşik Sırası

Aşağıdaki bölümlerde, yukarıda belirtilen dört bölgenin sismik tasarımıyla ilgili göçme modları ve bayrak levhasının sismik tasarımı vurgulanmaktadır.

3.3.1. Çapraz Elemanların Sismik Tasarımı

Amerikan Yönetmeliklerinde, (AISC (1997) ve UBC) hem "Normal" hem de "Özel" Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin kullanımına izin vermektedir. Normal ve Özel Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin farkı, özel çaprazlı çerçevelerin, çaprazlarının b/t ve Kl/r değerleriyle ilgili gerekliliklerinin daha sıkı olmasındadır. Bu, özel çaprazlı çerçeveleri, daha sünek hale getirmek için uygulanmıştır. Burada, deprem riski yüksek olan bölgelerde, yalnızca Özel Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin kullanılması önerilmektedir Özel Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin kullanımı hem sünek istenen performansı sağlar, hem de pek çok durumda normal çaprazlı çerçevelerden daha ekonomik olabilir.

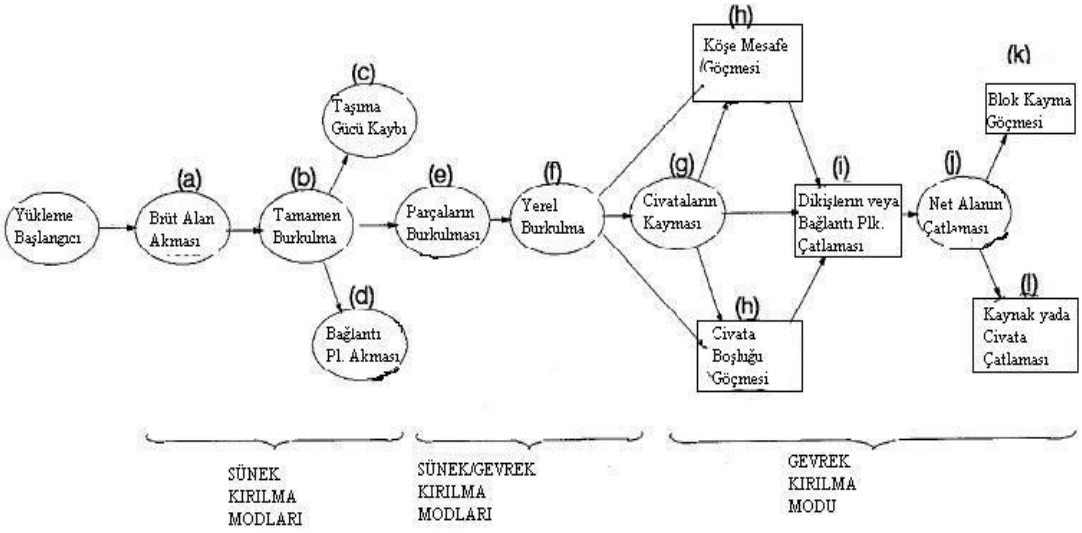
Tipik bir çapraz elemanın göçme modları tercih edilebilirlik sırasına göre aşağıda gösterilmiştir:

a) Elemanın brüt alanının çekme kuvvetine maruz kaldığında akması,
b) Çapraz, basınç kuvvetine maruz kaldığında tamamen burkulması,

c) Bulonlu birleşimli çaprazların bulon deliklerinin taşıma gücü kaybı,
d) Birleştirilmiş çaprazların dikişlerinin ve bağlantı levhalarının akmaları,
e) İnşa edilmiş elemanların parçalarının ayrı ayrı burkulmaları
f) Çapraz kesitinin yerel burkulması,
g) İnşa edilmiş elemanlarda, elemanları bağlayan bulonların kayması,
h) Bulon kenarı mesafesinin ve bulon boşluğunun çatlaması,
i) İnşa edilmiş elemanların dikişlerinin veya bağlantı levhalarının çatlaması,
j) Elemanın etkili net alanının çatlaması,
k) Elemanın blok kayma hatası ve;
1) İnşa edilmiş elemanların bulonlarının veya kaynaklarının çatlaması.

Yukarıdaki göçme modları hiyerarşik tercih edilebilirlik sırasına göre sıralanmış ve Şekil 3.17'de gösterilmiştir. Çaprazın akması tercih edilir, çaprazın net alanının çatlaması en az tercih edilir olandır.

Günümüzde çelik inşaatların sismik tasarımında önemli konulardan biri, çeliğin akma noktasının değişkenliğinin sismik performansı ne yönde olumsuz etkileyebileceğidir. Çelik inşaatların sünek performansı, çeliğin zamanında akmasına ve çatlamadan önce önemli elastik olmayan deformasyonların oluşmasına bağlıdır. Çeliğin gerçek akma noktası, tasarımında kullanılan belirtilen değerden çok daha yüksekse, deprem sırasında daha gevrek kırılma modlarının akmadan önce gerçekleşerek yapının sünek olmayan davranış göstermesine neden olması kuvvetle muhtemeldir.



Şekil 3.17: Hiyerarşik Tercih Edilirlik Sırasına Göre Tipik Çapraz Elemanların Göçme Modları (Astaneh-Asl, Aralık 1998)

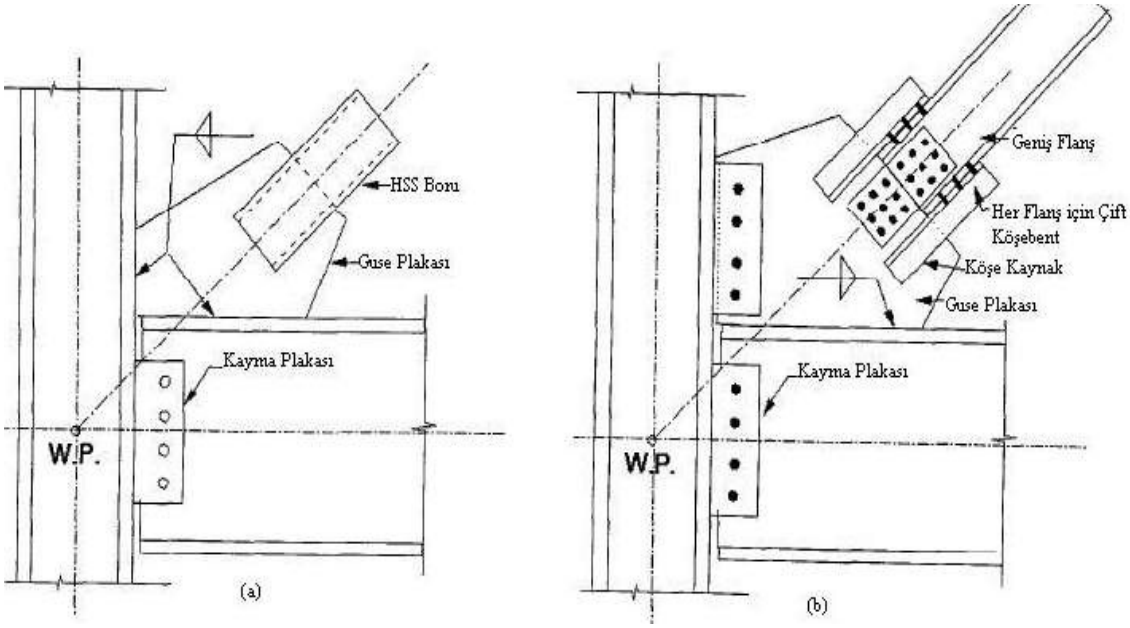
AISC (1997) gibi mevcut tasarım şartnamelerinde çeliğin belirtilen akma noktasını R_y ile çarparak daha gerçekçi bir düzeye yükseltmek için standartlar bulunmaktadır. DBYBHY'de ise yapı çeliklerinin sınıfı ve elaman türüne göre D_a artırma katsayıları akma gerilmesi ile çarpılarak daha güvenli bir tasarım yapılması amaçlanmıştır.

Akma göçme modlarının, gevrek kırılma modlarından daha önce meydana gelmesinin tasarlanması gereken merkezi çaprazlı çerçevelerde sünek ve arzu edilir bir sismik performans elde etmek için, çapraz elemanlarının tasarımı için aşağıdaki prosedür önerilir:

1. Yüksek sismik bölgelerde "özel" çaprazlı çerçevelerin kullanılması
2. "Özel" yük kombinasyonlarını geçerli yönetmeliğe göre uygulanması, yapının analizi ve çapraz elemanlardaki maksimum eksenel çekme ve basınç kuvvetlerinin belirlenmesi
3. Çapraz elemanları, çekme altındaki brüt alanın akmasının ve basınç altındaki elemanın burkulmanın yukarıda belirtilen göçme modlarından önce geleceği şekilde, elemanın eksenel çekme ve basınç kuvvetlerini taşıyacak şekilde tasarlanması. Bu aşamada, çeliğin minimum belirtilen akma dayanımı, F_y değerini kullanılır. Basınç çaprazlarının etkili uzunluk faktörü K, düzlem dışı burkulma için 1,0, düzlem içi elemanları için 0,65 olarak alınabilir.
4. Yukarıda sıralanan diğer göçme modlarını kontrol edilir ve elemanın eksenel yükünün çekmede brüt alanın, akma kapasitesine ve basınçta elemanın burkulma kapasitesine ulaşana kadar meydana gelmemeleri sağlanır. Bu aşamada kullanılacak elemanın akma ve burkulma kapasitelerini hesaplamak için, çeliğin R_yF_y değerine eşit olan beklenen gerçekçi akma dayanımı kullanılır.
5. Çapraz elemanının tasarım bağlantıları aşağıdaki bölümlerde açıklanmıştır.

3.3.2. Çaprazların Bayrak Levhasına Bağlantısının Sismik Tasarımı

Çapraz elemanları çoğunlukla bulon ya da kaynak kullanılarak bayrak levhalarına doğrudan bağlanır, Şekil 3.18(a). Ancak, çapraz eleman geniş flanşlı olduğunda, geniş flanş çapraz elemanını bayrak levhasına bağlamak için çoğunlukla köşebentler ve plakalar kullanılır. Şekil 3.18(b).



Şekil 3.18: Çapraz Elemanların Bayrak Levhası Bağlantısının İki Örneği

Bir çapraz elemanın, bayrak levhasına tipik bir bağlantısında göçme modları tercih edilebilirlik sırasına göre aşağıda gösterilmiştir:

a) Bulonlu bağlantılarda bulonların kayması,

b) Bağlantılarda kullanılan köşebentlerin ve plakaların brüt alanının akması, Şekil 3.18(b)

c) Bulon deliklerinin taşıma gücü kaybı,

d) Bağlantıda kullanılan köşebentlerin ve plakaların yerel burkulması

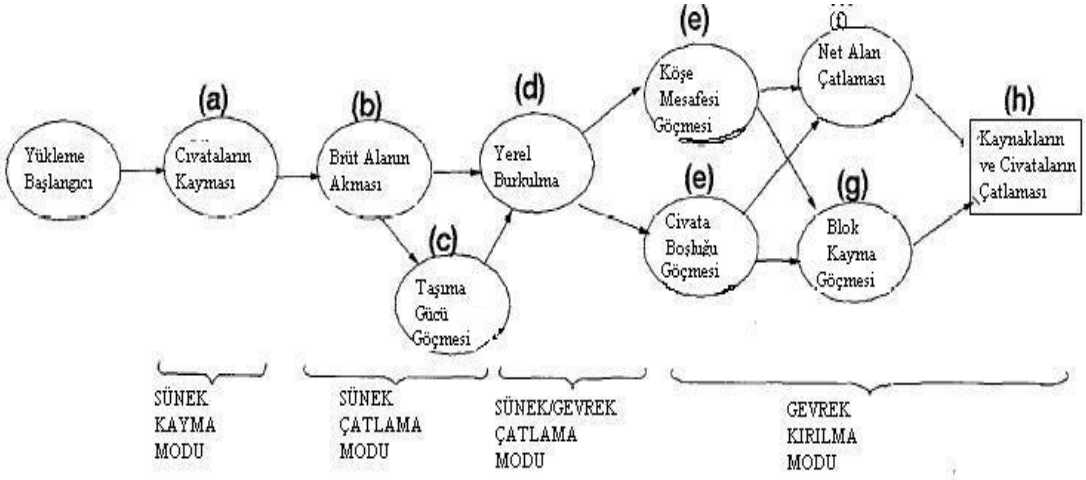
e) Bulon bağlantılarda kenar mesafesi çatlaması ve bulon boşluğu hatası,

f) Bağlantıdaki köşebentlerin ve plakaların etkili net alanının çatlaması; ve

g) Blok kayma göçmesi

h) Bulonların ve kaynakların çatlaması.

Yukarıdaki göçme modları Şekil 3.19'da hiyerarşik tercih edilebilirlik sırasına göre soldan sağa gösterilmiştir. Tüm göçme modları kontrol edilmeli ve elemanın eksenel yükünün çekmede elemanın brüt alanının, akma kapasitesine ve basınçta elemanın burkulma kapasitesine ulaşana kadar meydana gelmemeleri sağlanmalıdır. Elemanın akma ve burkulma kapasitelerini hesaplamak için, burada çeliğin 1.1 R_yF_y değerine eşit olan tedbirli beklenen akma dayanımının kullanılması önerilir.



Şekil 3.19: Hiyerarşik Tercih Edilirlik Sırasına Göre Çapraz Eleman Bayrak Levhası Bağlantı Göçme Modları (Astaneh-Asl, Aralık 1998)

Bulonlu bağlantılarda bulon gruplarının, elemanın eksenel kuvveti 0,80 R_yF_y değerine ulaşana kadar bulon kayması meydana gelmeyecek şekilde tasarlanması önerilir. Böylece bulonlu bağlantıların servis, yerçekimi ve deprem yükleri altında kayması engellenir. Ancak şiddetli depremlerde, bulonların kayması önlenemez. Şiddetli depremlerde, bulon kaymasının sönümlemeyi artırma, rijitliği azaltma, sünekliği artırma ve titreşim süresini uzatma gibi, tümü sismik davranışın geliştirilmesinde faydalı olan pek çok yararlı etkisi olacaktır.

Şiddetli depremler sırasında elemanların erken yerel burkulmasını önlemek için, bu elemanların b/t değeri 52/ $\sqrt{F_y}$ 'den büyük olmamalıdır (AISC, 1997).

Sünek bir davranış elde etmek için, burada çapraz elemanın bayrak levhasına bağlantılarının akma ve taşıma kapasitelerinin, R_yF_y beklenen gerçekçi akma dayanımı kullanılarak ölçülen elemanın eksenel akma kapasitesinden yüksek olması önerilir. Bağlantıların gevrek kırılmasının önlenmesi için, bağlantının net bölüm çatlama kapasitesi, blok kayma göçmesi ve bulon ve kaynak göçme modlarının, $1.1R_yF_y$ değerindeki beklenen akma dayanımı kullanılarak hesaplanan çapraz elemanının eksenel çekme akması kapasitesine en azından eşit olması gerekir.

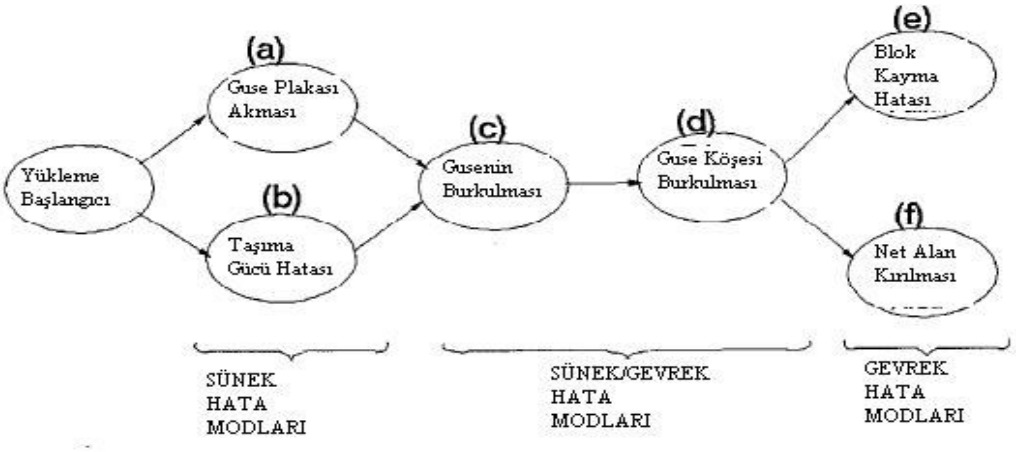
3.3.3. Bayrak Levhasının Sismik Tasarımı

Tipik bir bayrak levhasının göçme modları tercih edilebilirlik sırasına göre aşağıda gösterilmiştir:

a) Bayrak levhasındaki Whitmore alanının eğilmesi,
b) Bayrak levhasının kritik kesitlerinin birleşik gerilmeler altında akması

c) Bayrak levhasının burkulması
d) Bayrak levhasının kenarlarının burkulması
e) Blok kayma göçmesi ve
f) Bayrak levhasının net alanının çatlaması.

Şekil 3.20'de göçme modları hiyerarşik tercih edilebilirlik sırasına göre soldan sağa gösterilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde bu göçme modları ile ilgili tasarım prosedürleri ve eşitlikler verilmiştir.



Şekil 3.20: Bayrak Levhası Göçme Modlarının Hiyerarşik Sıralaması

3.3.3.1 Bayrak Levhasındaki Whitmore Alanının Akması

Bu en tercih edilen bayrak plakası göçme modudur. Bayrak levhaları, doğrudan çekme veya basınç, eğilme momenti, kayma ve bu etmenlerin bir araya gelmesine bağlı olarak akmaya uğrayabilir. Doğrudan çekme veya basınçtan kaynaklanan akma; Whitmore alanı üzerindeki basınçlara bağlı olarak Whitmore'un etkili genişlik alanında meydana gelebilir. Aşağıdaki eşitlik bir bayrak levhasının doğrudan eksenel yüke bağlı akma kapasitesini belirlemede kullanılabilir. Bayrak levhasının nominal eksenel akma kuvveti $P_{y,}$ bayrak levhasındaki Whitmore'un etkili genişlik alanı ve akma dayanımının çarpımına eşittir.

$$P_y=A_{gw}\,F_y \qquad \textbf{(3.1)}$$

3.3.3.2 Bayrak Levhasının Birleşik Gerilmeler Altında Akması

Eksenel yük, eğilme ve kayma kombinasyonu altında bayrak levhasının kritik kesitleri akabilir. Birleşik yükler uygulanan bayrak levhasının kapasitesinin belirlenmesi için aşağıdaki etkileşim eşitliğinin önerilmiştir. Bayrak levhasının enine kesitleri doğal olarak dikdörtgen şeklinde olduğu için eksenel yük N, ve eğilme

momentinin, M, etkileşim eğrisi bir parabol oluşturur. Ne var ki, kesme kuvveti, V ve eğilme momentinin, M, etkileşimi 4.derece polinomuna daha yakındır. Bu etkileşimlere dayanarak eksenel yük, N, Eğilme momenti, M, ve kesme, V, arasındaki etkileşim için aşağıdaki eşitlik önerilmektedir:

$$(N/\Phi Ny)^2+M/\Phi Mp+(V/\Phi Vy)^4\leq 1,0 \qquad \textbf{(3.2)}$$

Düzgün bir şekli olmayan bayrak levhalarının kritik kesitleri ile ilgili yukarıdaki eşitlikleri kontrol etmek için bayrak levhasının çeşitli parçalarının serbest cisim diyagramlarına bakılıp bu serbest cisimlerin sınırları üzerinde N, M ve V belirlenebilir ve kritik kesitler üzerindeki N, M ve V kullanılarak yukarıdaki eşitlik kontrol edilebilir.

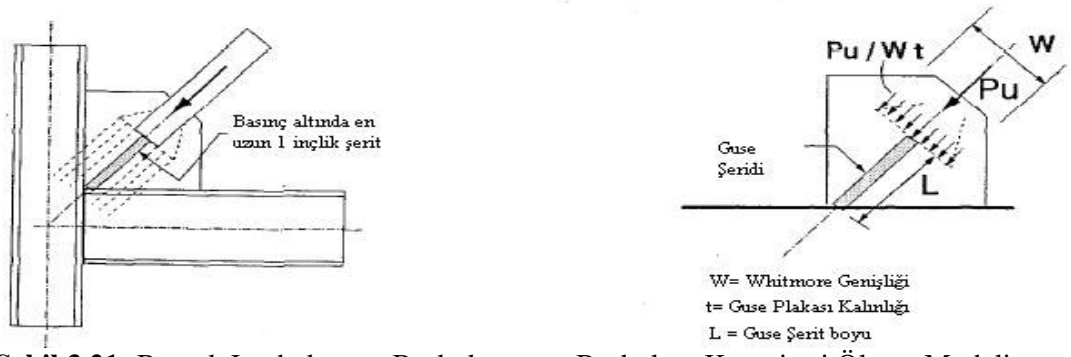
3.3.3.3 Bayrak Levhasının Burkulması

Bayrak levhası doğrudan basınca bağlı olarak Şekil 3.21'de gösterildiği gibi çapraz elamanın ucunun hemen arkasında bulunan alanlardan burkulabilir. Doğrudan basınç uygulanan bir bayrak levhasının burkulma kapasitesini belirlemek için Şekil 3.21'de gösterilen Whitmore etkili genişliği kullanılabilir.

Doğrudan basınç uygulanan bir bayrak levhasının burkulma kapasitesini belirlemede aşağıdaki eşitlik kullanılabilir:

$$P_{cr} = A_{gw}\, F_{cr} \qquad \textbf{(3.3)}$$

Bu eşitlikte $F_{cr,}$ Whitmore etkili genişliği içinde 25 mm (1 inç) genişliğindeki bayrak levhası şeritleri üzerinde etkili olan kritik gerilmeyi temsil etmektedir. Bu 25 mm'lik şeritler kolon olarak değerlendirilir ve F_{cr}'yı belirlemek için AISC-LRFD kolon eşitlikleri kullanılır. K ile ifade edilen bayrak levhasının etkili uzunluk faktörünün 1.2 olarak alınması önerilmektedir (Brown, 1988).



Şekil 3.21: Bayrak Levhalarının Burkulması ve Burkulma Kapasitesi Ölçme Modeli

3.3.3.4. Bayrak Levhasının Kenarlarının Burkulması

Bölüm 3.2'de belirtildiği gibi serbest kenarı olan bayrak levhası bağlantı plakalarında uzun serbest kenarlar burkulabilir. Kenar burkulması istenmeyen bir göçme modudur. Astaneh-Asl (1991) tarafından gösterildiği gibi özellikle tersinir tekrarlı yük altında kenar burkulması bayrak levhasının çevrimsel sünekliğini sınırlar. Ağır tekrarlı yükleme altında kenar burkulmasını önlemek için Astaneh-Asl (1991) tarafından verilen aşağıdaki eşitlik önerilmiştir:

$$\frac{L_{fg}}{t} \leq 0{,}75\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(3.4)}$$

3.3.3.5. Blok Kayma Göçmesi

Blok kayması nispeten gevrek ve istenmeyen bir göçme modudur. Sünek bir bayrak levhası tasarlanabilmesi için bu göçme modu akmadan kaynaklanan göçme modunu yönetmemelidir. Bayrak levhası blok kayması esnasındaki kapasitesinin, akma esnasındaki kapasitesinden daha yüksek olmasını sağlamak için aşağıdaki kriter önerilmiştir:

$$\Phi nPbs \geq \Phi(1{,}1RyPy) \qquad \textbf{(3.5)}$$

Bu kriterde R_y beklenen akma mukavemetinin belirtilen akma mukavemetine oranıdır. Bu faktör, Northridge depreminin ardından günümüzde üretilen çeliğin gerçek akma noktasının belirtilen değerden yüksek olabileceği anlaşıldığında çelik tasarımında kullanılmaya başlanmıştır. AISC Şartnamelerinde(1997) plakalar için Ry=1.1 değeri verilmiştir. Yukarıdaki eşitlikte Py bayrak levhasının akma gerilme kapasitesi ve P_{bs} bayrak levhasının AISC Şartnamelerinde(1994) verilen eşitlikler kullanılarak hesaplanan blok kaymasındaki nominal kapasitesidir:

$$P_{bs} = 0.6RyFyAgv + F_uA_n \quad (F_uA_n \geq 0.6F_uA_{nv} \text{ iken}) \qquad \textbf{(3.6)}$$

$$P_{bs} = 0.6F_uA_{nv} + RyFyAgt \quad (F_uA_n < 0.6F_uA_{nv} \text{ iken}) \qquad \textbf{(3.7)}$$

Yukarıdaki eşitlikler, AISC Şartnamelerinde (1994) blok kayma için verilen eşitliklerle aynıdır, ancak aralarında tek bir fark vardır: belirtilen akma gerilmesi, Fy

malzeme faktörü Ry ile çarpılmıştır. Bayrak levhasının dar ve uzun olduğu bazı durumlarda "eksik" blok kayması meydana gelebileceği belirtilmelidir.

3.3.3.6. Bayrak Levhasının Net Alanının Çatlaması

Bayrak levhasının net alanının çatlaması en az istenen göçme modudur. Bu nispeten gevrek göçme modunun bayrak levhası akmadan önce gerçekleşmemesini sağlanması için aşağıdaki kriter önerilmiştir:

$$\Phi nPn \geq \Phi(1{,}1RyPy) \qquad \textbf{(3.8)}$$

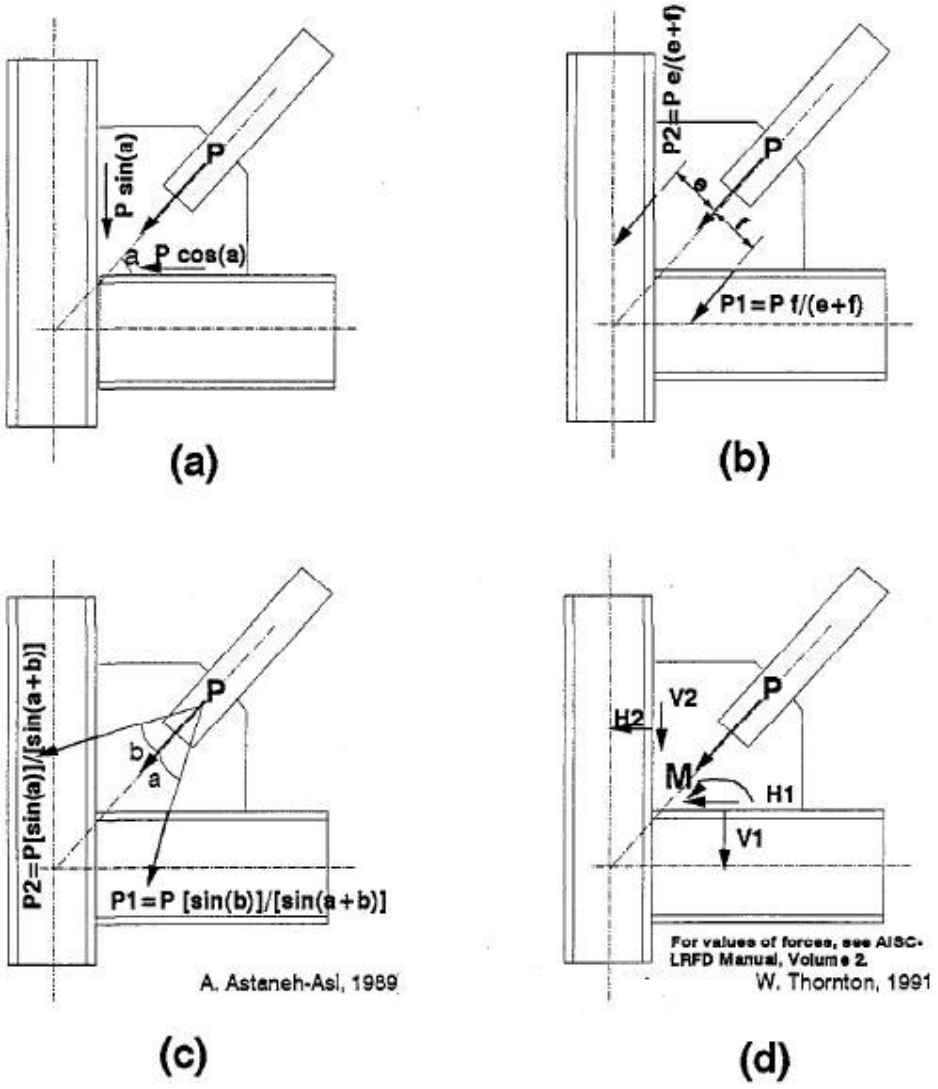
Bölüm 3.2'de özetlenen bayrak levhası testleri bayrak levhasındaki net kesitlerde meydana gelen çatlamanın Whitmore'un etkili alanında gerçekleştiğini göstermiştir. Dolayısıyla P_n aşağıdaki eşitlik kullanılarak hesaplanabilir:

$$P_n = A_{nw}\, F_u \qquad \textbf{(3.7)}$$

3.3.4. Bayrak Levhasının Destek Bağlantılarının Sismik Tasarımı

Bu bağlantıların tasarımında atılacak ilk adım bu bağlantılara uygulanan kuvvetlerin belirlenmesidir. Günümüzde bayrak levhası destek kuvvetlerinin belirlenmesinde tamamı statik dengeye uyan birtakım basit metotlar kullanılmaktadır. Şekil 3.22' (a) ve (b)'de gösterilen metotlar çapraza uygulanan kuvvetin iki merkezi veya paralel bileşke haline getirilmesine dayanmaktadır. Bayrak levhası tasarımında yıllardır bu iki metot kullanılmaktadır. Şekil 3.22 (c)'de gösterilen metot Astaneh-Asl tarafından ortaya atılmıştır ve kendisinin bayrak levhalarındaki gerçekçi gerilmenin belirlenmesinde "Kafes Kiriş Analojisi" kullanımı konseptine dayanmaktadır. Şekil 3.22 (d)'de gösterilen metot W.Thornton (1991) tarafından ortaya atılmıştır.

Yukarıdaki metotlardan biri kullanılarak reaksiyon kuvveti belirlendikten sonra bayrak levhasının çapraz bağlantıları bu kuvvetlere mukavemet gösterecek şekilde tasarlanabilir. Uygun sismik davranış gösteren sünek bir bağlantı elde etmek için bu bağlantıların tasarımlarının ana göçme modu çatlama modları yerine akma modu olacak şekilde yapılması gerektiği vurgulanmalıdır.



Şekil 3.22: Bayrak Levhası Destek Kuvvetlerinin Belirlenmesinde Kullanılan Metotlar (Astaneh-Asl, Aralık 1998)

4. HER İKİ DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MERKEZİ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN 5 KATLI ÇELİK BİNA HESABI

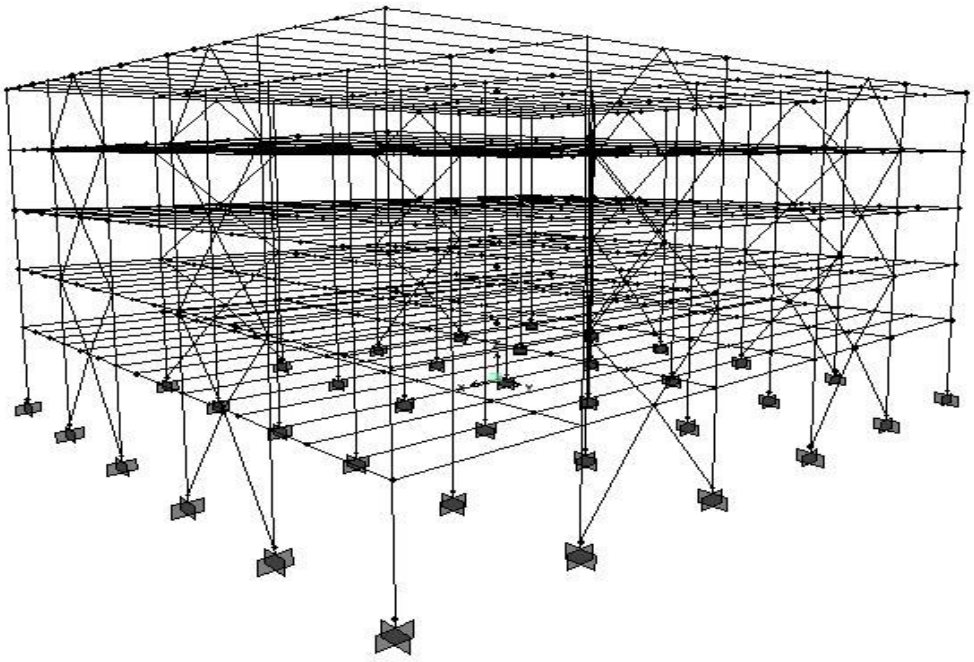
4.1 Yapı Sistemi

Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 4.1'de, normal kat sistem planı Şekil 4.2'de, tipik sistem enkesiti Şekil 4.3'te verilen beş katlı çelik binanın tasarımına ait başlıca sonuçlar ile tipik elemanlarının boyutlandırma ve detay hesapları açıklanacaktır.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi DBYBHY'de Madde 4.6'da tanımlanarak ilgili tasarım koşulları verilen, süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerden oluşmaktadır.

Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli saç levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan döşemelerin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstruktif olarak seçilen kayma çivilerinden yararlanılmıştır. Çelik kirişlerin betonarme döşeme ile birlikte kompozit olarak çalışması hesaba katılmamaktadır.

2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlerle mafsallı olarak bağlanmaktadır. Benzer şekilde, akslardaki çerçeve kirişlerinin kolon bağlantıları da mafsallı olacaktır. Kolonların temelde mafsallı olarak mesnetlendiği göz önünde tutulacaktır.



Şekil 4.1: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE ve HEA profilleri, kolonlar için HEA profilleri) kullanılarak boyutlandırılacaktır. Düşey düzlem çaprazları ise kare kesitli kutu profillerle teşkil edilecektir.

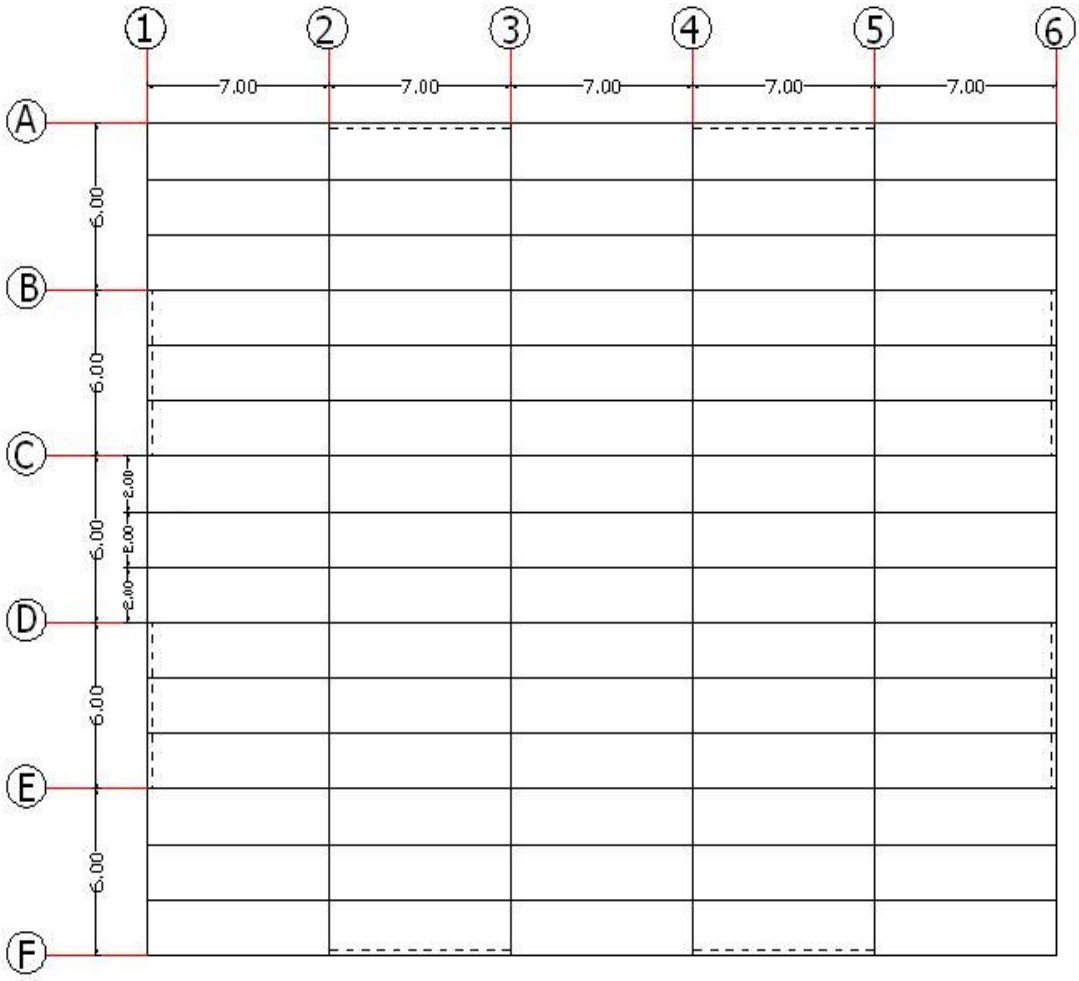
Sistemin tasarımında, St.44 yapı çeliği (akma gerilmesi, σ_a = 275 N/mm²) kullanılması öngörülmektedir. Çelik yapı malzemesinin özellikleri ile ilgili olarak, TS-648'de veya uluslararası düzeyde kabul görmüş diğer standartlarda tanımlanan ve kaynaklanabilme özelliğine sahip olan tüm yapı çelikleri kullanılabilir. Başlıklarının et kalınlığı en az 40 mm olan hadde profillerinde, kalınlığı en az 50 mm olan levhalar ve bu levhalar ile imal edilen yapma profillerde, minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (Çentik Dayanımı) değeri 21°C'de 27 Nm (27 J) olacaktır (DBYBHY, Madde 4.2.3.1).

St. 44 yapı çeliğinin emniyet gerilmeleri, normal gerilme için σ_{em} = 165 N/mm², kayma gerilmesi için τ_{em} = 95 N/mm² değerlerini almaktadır.

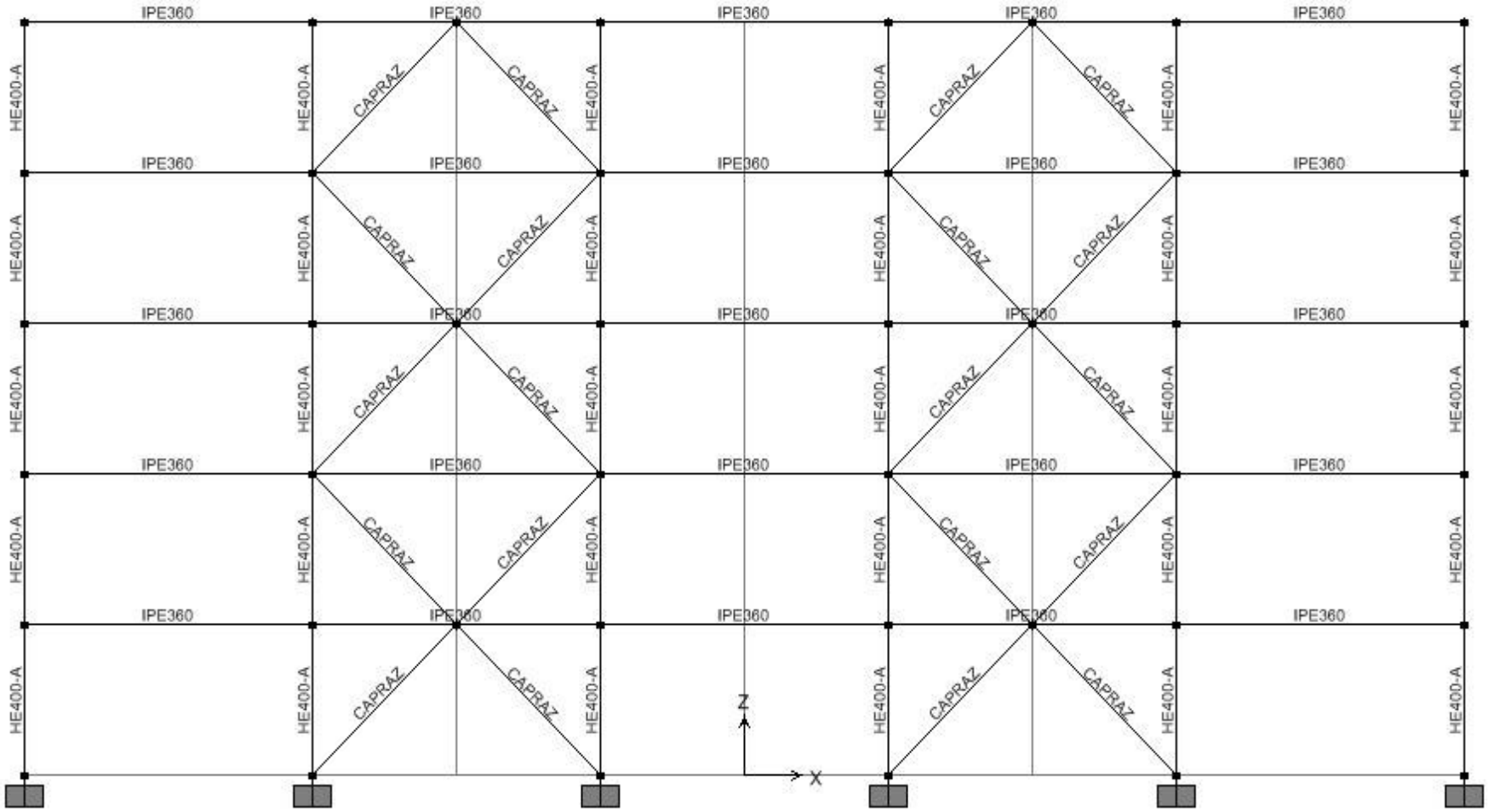
Deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak bulonlar ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olacaktır. Bu bulonlar, moment aktaran birleşimlerde kendilerine uygulanabilecek öngerme kuvvetinin tümü ile, diğer birleşimlerde ise en az yarısı ile öngerilecektir. Deprem yükleri etkisinde olmayan

elemanların birleşim ve eklerinde ISO 4.6 ve 5.6 kalitesinde bulonlar kullanılabilir (DBYBHY, Madde 4.2.3.2).

Kaynaklı birleşimlerde çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacak ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacaktır. Moment aktaran çerçevelerin kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı dikişleri kullanılacaktır. Bu kaynaklarda kullanılan elektrodun minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (Çentik Dayanımı) -29°C'de 27 Nm (27 J) olacaktır(DBYBHY, Madde 4.2.3.3).



Şekil 4.2: Normal Kat Planı



Şekil 4.3: Tipik Sistem Enkesiti

4.2 Yapıya Etkiyen Düşey Yükler

4.2.1 Çatı Döşemesine Etkiyen Düşey Yükler

Sabit Yükler:

Çatı Kaplaması	:	1,00 kN/m²
İzolasyon	:	0,20 kN/m²
Trapez Saç + Betonarme Döşeme	:	2,10 kN/m²
Asma Tava + Tesisat	:	0,50 kN/m²
Çelik Konstruksiyon	:	0,50 kN/m²
Kar Yükü (T.S.498 Çizelge 4)	:	0,75 kN/m²*0,3 = 0,225 kN/m²

Deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak çatı katı ağırlığının hesabında kar yüklerinin %30'u göz önüne alınacaktır. (DBYBHY, Madde 2.7.1.2)

TOPLAM SABİT YÜK	:	4,525 kN/m²

Çatıda 60 cm yüksekliğinde parapet duvar için dış akslardaki kirişlere etkilenen duvar yükünün hesabı:

30 cm'lik gaz beton tuğla kullanılacak parapet duvarda kullanılan malzemenin birim hacim ağırlığı 900 kg/m³'tür.

0,60 m. gaz beton tuğla + denizlik + sıva + cephe kaplaması = 2,00 kN/m olarak hesaplanmıştır.

Hareketli Yük:

T.S.498 Çizelge 7'ye göre, iş yeri olarak kullanılması planlanan bina için düzgün yayılı düşey hareketli yük hesap değeri; çatı katı için 2 kN/m²'dir.

4.2.2 Normal Kat Döşemesine Etkiyen Düşey Yükler

Sabit Yükler:

Kaplaması	:	0,50 kN/m²
Trapez Saç + Betonarme Döşeme	:	2,10 kN/m²
Asma Tava + Tesisat	:	0,50 kN/m²
Çelik Konstruksiyon	:	0,80 kN/m²
Bölme Duvarlar	:	1,00 kN/m²
TOPLAM SABİT YÜK	:	4,90 kN/m²

Normal katlarda dış duvarlardan kaynaklanan dış akslardaki kirişlere etkilenen duvar yükünün hesabı:

30 cm'lik gaz beton tuğla kullanılacak parapet duvarda kullanılan malzemenin birim hacim ağırlığı 900 kg/m³'tür.

3,00 m. gaz beton tuğla + sıva + cephe kaplaması = 8,00 kN/m olarak hesaplanmıştır.

Hareketli Yük:

T.S.498 Çizelge 7'ye göre, iş yeri olarak kullanılması planlanan bina için düzgün yayılı düşey hareketli yük hesap değeri; normal katlar için 5 kN/m²'dir.

4.3 Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan beş katlı çelik bina; birinci derece deprem bölgesinde, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecek ve işyeri olarak kullanılacaktır. Yapı taşıyıcı sisteminin her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerden oluşturulması öngörülmektedir. Bu parametreler esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri ve DBYBHY maddeleri aşağıda verilmiştir.

- etkin yer ivmesi katsayısı (birinci derece deprem bölgesi) $A_o = 0.40$
- bina önem katsayısı (işyerleri) $I = 1.00$
- spektrum karakteristik periyotları $T_A = 0.15$ sn $T_B = 0.40$ sn (Z2 yerel zemin sınıfı)
- deprem yükü azaltma katsayısı $R = 5$
- hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri) $n = 0.30$

4.4 Düzensizliklerin Kontrolü

DBYBHY Madde 2.3 uyarınca düzensizlik kontrolleri yapılacaktır.

Bina kat planlarında çıkma olmamasından dolayı, döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları mevcut değildir.

Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle düşey doğrultuda düzensizlik durumları mevcut değildir.

4.5 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin uygulanmasında, DBYBHY, Madde 2.7.4'e göre işlem yapılacaktır.

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, Denklem (4.1) ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacaktır.

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

i'inci kata etkiyen fiktif yükü gösteren F_{fi} , Denklem(4.2)'de verildiği gibi hesaplanacaktır. $(V_t - \Delta F_N)$ yerine herhangi bir değer (örneğin birim değer) konularak elde edilecektir.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \, \frac{w_i \, H_i}{\sum_{j=1}^{N} w_j \, H_j} \qquad \textbf{(4.2)}$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Çatı katının ağırlığı ve kütlesinin belirlenmesi;

Wçatı = 35*30*(4,525+2*0,3) + (30+35)*2*2 = 5641,25 kN

Mçatı = Wçatı/g = 5641,25/9,81 = 575,05 kNsn²/m

Normal katların ağırlıklarının ve kütlelerinin belirlenmesi (Tablo 4.1);

Wnk = 35*30*(4,90+5*0,3) + (30+35)*2*8 = 7760,00 kN

Mnk = Wnk/g = 7760,00/9,81 = 791,03 kNsn²/m

Tablo 4.1: Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri

Kat	Wi (kN)	Mi(kNsn²/m)
5	5641,25	575,05
4	7760	791,03
3	7760	791,03
2	7760	791,03
1	7760	791,03
∑	36681,25	3739,17

Sistemin ön boyutlandırılması için kullanılan yüklerin tespiti:

Sistemin ön boyutlandırmasında her kolona gelen yük hesaplanmış ve yükler 0,9'a bölünerek artırılmış yükler bulunmuştur (EK B). Buna göre normal kuvvet etkisi altında kolonların ve kirişlerin ön boyutlandırılması yapılmıştır.

Kolon boyutlarının belirlenmesi:

Kolon boyutlarının belirlenmesinde ilk 2 kat ve son 3 kat ayrı ayrı göz önüne alınmıştır.

3., 4. ve 5. Normal katların kolon kesitlerinin ön boyutlandırması;

Boyutlandırmada en fazla yük alan kolon seçilmiş olup, aldığı yük değerleri;

Çatı katından gelen yük : 296,10 kN

5. kattan gelen yük : 425,80 kN

4. kattan gelen yük : 425,80 kN

Toplam yük : 1147,70 kN

Artırılmış yük : 1147,70 kN/0,9 = 1275 kN

$F = N/\sigma_{em}$ denklemiyle belirlenecek kesitin enkesit alanı tayin edilir.

F : Enkesit alanı

N : Normal Kuvvet

σ_{em} : 1,682 (St.44 çelik için)

F= 1275/1,682 = 75,8 cm²

Seçilen Kesit: HE 300 A

Kesit Özellikleri:

Alan = 112,50 cm², G = 88 kg/m, h = 290 mm, b = 300 mm

$İ_{min}$ = 7,49 t_w = 8,5 mm t_f = 14,0 mm

1. ve 2. Normal Katların kolon kesitlerinin ön boyutlandırması;

Boyutlandırmada en fazla yük alan kolon seçilmiş olup, aldığı yük değerleri;

Çatı katından gelen yük : 296,10 kN

5. kattan gelen yük : 425,80 kN

4. kattan gelen yük : 425,80 kN

3. kattan gelen yük : 425,80 kN

2. kattan gelen yük : 425,80 kN

1. kattan gelen yük : 425,80 kN

Toplam yük : 1999,30 kN

Artırılmış yük : 1999,30 kN/0,9 = 2221,44 kN

$F = N/\sigma_{em}$ denklemiyle belirlenecek kesitin enkesit alanı tayin edilir.

F : Enkesit alanı

N : Normal Kuvvet

σ_{em} : 1,682 (St.44 çelik için)

F= 2221,44/1,682 = 132,1 cm²

Seçilen Kesit: HE 400 A

Kesit Özellikleri:

Alan = 159,00 cm², G = 125 kg/m, h = 390 mm, b = 300 mm

$İ_{min}$ = 7,34 t_w = 11,0 mm t_f = 19,0 mm

Sistemde kullanılan tüm kirişler: IPE 300

Kesit Özellikleri:

Alan = 53,81 cm², G = 42,2 kg/m, h = 300 mm, b = 150 mm

$İ_{min}$ = 3,35 t_w = 7,1 mm t_f = 10,7 mm

Sistemde kullanılan tüm çaprazlar: 150*150*10 Kutu Profil olarak belirlenmiştir.

Denklem 4.1'deki F_{fi} fiktif kuvvetleri kat ağırlıkları ve kat yükseklikleri ile orantılı kuvvetlerdir ve aşağıdaki bağlantı ile hesaplanabilirler.

$$F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} F_0 \qquad \textbf{(4.3)}$$

Burada *Fo*, seçilen herhangi bir yük katsayısını göstermektedir ve bu örnekte Fo=1000 kN olarak alınacaktır. Bu şekilde hesaplanan F_{fi} fiktif kuvvetleri Tablo 4.2'nin ikinci kolonunda verilmiştir.

Ön boyutlandırma sonucunda kiriş ve kolon enkesitleri belirlenen sistemin F_{fi} fiktif kuvvetleri altında analizi ile elde edilen d_{fix} yatay kat yerdeğiştirmeleri Tablo 4.2'nin üçüncü kolonunda görülmektedir. Bu büyüklükler Denklem (4.1)'de yerlerine konularak yapı sisteminin (x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu hesaplanır. Bu hesaplar Tablo 4.2 üzerinde gösterilmiştir.

(y) doğrultusunda yapılan hesaplar Tablo 4.3'te gösterilmektedir.

Tablo 4.2: (x) Doğrultusunda Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri ve Fiktif Yüklerden Oluşan Kat Yerdeğiştirmeleri										
Kat	**Wi (kN)**	**Mi(kNsn²/m)**	**Hi (m)**	**Wi*Hi (kNm)**	**Fo (kN)**	**∑Wj*Hj(kNm)**	**Ffi (kN)**	**dfix (m)**	**Mi*dfix²**	**Ffi*dfix**
5	5641,25	575,05	17,50	98721,88	1000,00	370321,88	266,58	0,01919	0,21177	5,115
4	7760	791,03	14,00	108640,00	1000,00	370321,88	293,37	0,01723	0,23484	5,054
3	7760	791,03	10,50	81480,00	1000,00	370321,88	220,02	0,01372	0,14890	3,018
2	7760	791,03	7,00	54320,00	1000,00	370321,88	146,68	0,00944	0,07049	1,384
1	7760	791,03	3,50	27160,00	1000,00	370321,88	73,34	0,00455	0,01638	0,333
∑	36681,25	3739,17		370321,88			1000,00		0,68	14,91

(x) doğrultusundaki binanın birinci doğal titreşim periyodunun bulunması;

$$T_{1x} = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \, d_{fix}^2}{\sum_{i=1}^{N} F_{fi} \, d_{fix}} \right)^{1/2}$$

$T_{1x} = 2*л*(0,68/14,91)½ = 1,344$ sn.

Tablo 4.3: (y) Doğrultusunda Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri ve Fiktif Yüklerden Oluşan Kat Yerdeğiştirmeleri

Kat	Wi (kN)	Mi(kNsn²/m)	Hi (m)	Wi*Hi (kNm)	Fo (kN)	∑Wj*Hj(kNm)	Ffi (kN)	dfiy (m)	Mi*dfiy²	Ffi*dfiy
5	5641,25	575,05	17,50	98721,88	1000,00	370321,88	266,58	0,0255	0,37481	6,805
4	7760	791,03	14,00	108640,00	1000,00	370321,88	293,37	0,0232	0,42760	6,820
3	7760	791,03	10,50	81480,00	1000,00	370321,88	220,02	0,0192	0,29191	4,226
2	7760	791,03	7,00	54320,00	1000,00	370321,88	146,68	0,0141	0,15749	2,069
1	7760	791,03	3,50	27160,00	1000,00	370321,88	73,34	0,0081	0,05216	0,595
∑	36681,25	3739,17		370321,88			1000,00		1,30	20,52

Aynı şekilde, (y) doğrultusundaki binanın birinci doğal titreşim periyodunun bulunması;

$$T_{1x} = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \, d_{fix}^2}{\sum_{i=1}^{N} F_{fi} \, d_{fix}} \right)^{1/2}$$

T_{1y} = 2* л *(1,30/20,52)½ = 1,58 sn.

4.6 Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, DBYBHY, Madde 2.6.2'ye göre, binanın yüksekliğinin;

$H_N = 17,50$ m < 40,0 m.

olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemine göre hesap yapılacaktır.

DBYBHY, Madde 2.7.1'e göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), Vt, Denklem (4.4) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10\, A_o\, I\, W \qquad \textbf{(4.4)}$$

Binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti;
$T_{1x} = 1,371$ sn. > $T_B = 0,40$ sn.
için Spektrum Katsayısı (S_T), DBYBHY, Madde 2.4.3.1' e göre

$$\begin{aligned} S(T) &= 1 + 1.5\,\frac{T}{T_A} && (0 \leq T \leq T_A) \\ S(T) &= 2.5 && (T_A < T \leq T_B) \\ S(T) &= 2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8} && (T_B < T) \end{aligned} \qquad \textbf{(4.5)}$$

$S(T_{1x}) = 2.5^* (0,40/1,344)^{0.8} = 0,948$ ve $R_a(T_{1x}) = R_x = 5$

değerleri Denklem (4.4)'te yerlerine konularak (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti bulunur. Denklem (4.4)'te, A(T), Spektral İvme Katsayısı, Denklem (4.6)'ya göre hesaplanır.

$$\begin{aligned} A(T) &= A_o\, I\, S(T) \\ S_{ae}(T) &= A(T)\, g \end{aligned} \qquad \textbf{(4.6)}$$

bu denklemden;

$$A(T) = 0,40^*1^*0,948 = 0,3792$$

$$V_{tx} = 36681,25^*0,3792/5 = 2781,90 \text{ kN}$$

olarak elde edilir.

Benzer şekilde, binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti:

$T_{1y} = 1{,}949$ sn. $> T_B = 0{,}40$ sn.

$S(T_{1y}) = 2.5 * (0{,}40/1{,}58)^{0.8} = 0{,}833$ ve $R_a(T_{1y}) = Ry = 5$

değerleri yardımıyla, A(T), Spektral İvme Katsayısı ve V_{ty}, taban kesme kuvvetleri hesaplanır.

$$A(T) = 0{,}40*1*0{,}833 = 0{,}3332$$

$$V_{ty} = 36681{,}25*0{,}3332/5 = 2444{,}53 \text{ kN}$$

4.7 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

DBYBHY, Madde 2.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen eşdeğer deprem yükü, ΔF_N, (x) ve (y) doğrultuları için;

$\Delta F_{Nx} = 0{,}0075 \text{ N } V_{tx} = 0{,}0075*5*2781{,}90 = 104{,}32$ kN

$\Delta F_{Ny} = 0{,}0075 \text{ N } V_{ty} = 0{,}0075*5*2444{,}53 = 91{,}67$ kN

şeklinde hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına Denklem (4.2) ile dağıtılacaktır.

(x) ve (y) doğrultuları için,

$F_{ix} = (2781{,}90 - 104{,}32) (w_i H_i / \sum w_j H_j)$ ve,

$F_{iy} = (2444{,}53 - 91{,}67) (w_i H_i / \sum w_j H_j)$

denklemleriyle hesaplanan F_{ix} ve F_{iy} eşdeğer deprem yükleri, Tablo 4.4'te verilmiştir. En üst kat döşemesine etkiyen eşdeğer deprem yükleri ΔF_N tepe kuvvetlerini de içermektedir.

Tablo 4.4: Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri						
Kat	**Wi (kN)**	**Hi (m)**	**Wi*Hi (kNm)**	**Wi*Hi/∑Wi*Hi**	**Fix (kN)**	**Fiy (kN)**
5	5641,25	17,50	98721,88	0,27	818,12	718,90
4	7760	14,00	108640,00	0,29	785,51	690,25
3	7760	10,50	81480,00	0,22	589,13	517,69
2	7760	7,00	54320,00	0,15	392,76	345,13
1	7760	3,50	27160,00	0,07	196,38	172,56
∑	36681,25		370321,88	1,00	2781,90	2444,53

4.8 Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Kat döşemeleri, düzlemleri içinde rijit diyafram olarak çalışması ve her iki doğrultuda simetrik olan sistemde A1 türü burulma düzensizliğinin bulunmaması nedeniyle, katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri, DBYBHY, Madde 2.7.3.1'e göre, kat kütle merkezine ve ek dış merkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanacaktır. (x) ve (y) doğrultusundaki ek dışmerkezlikler

$e_x = \pm 0{,}05*30 = \pm 1{,}50$ m. ve $e_y = \pm 0{,}05*35 = \pm 1{,}75$ m. değerini almaktadır.

4.9 Rüzgar Yüklerinin Tayini

Yapı sistemine etkiyen rüzgar yükleri, TS498'e göre belirlenecektir. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerinin ağırlık merkezlerine etkiyen statikçe eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek hesap yapılacaktır.

Bir kat döşemesine etkiyen Wi eşdeğer rüzgar kuvveti

$$Wi = c_f q A_i \qquad \textbf{(4.6)}$$

denklemi ile hesaplanır. Burada,

c_f : aerodinamik yük katsayısıdır. Plandaki iz düşümü dikdörtgen olan ve yükseklik/genişlik oranı 5'i aşmayan bina türü yapılarda

c_f = 1,2 değerini almaktadır.

q : Emme (hız basıncı), rüzgar basıncı, kN/m². Bina yüksekliğine bağlı olarak;

$0 \leq H \leq 8{,}0$ m için $q = 0{,}5$ kN/m²

$8{,}0 \text{ m} \leq H \leq 20{,}0$ m için $q = 0{,}8$ kN/m²

$20{,}0 \text{ m} \leq H \leq 100{,}0$ m için $q = 1{,}1$ kN/m² bağlantıları ile hesaplanır.

A_i : kat döşemesine rüzgar yükü aktaran alandır ve rüzgar doğrultusuna dik olan yüzey genişliği ile ardışık iki katın yüksekliklerinin ortalamasının çarpımı ile elde edilir.

Buna göre, (x) doğrultusunda yapıya etkiyen rüzgar kuvvetleri

$W_{1x} = 1{,}2*0{,}5*30*3{,}5 = 63{,}00$ kN

$W_{2x} = 1{,}2*30*(0{,}5*(1{,}75+1{,}00*3{,}00/3{,}5) + 0{,}8*(2{,}5*1{,}25/3{,}5)) = 72{,}64$ kN

$W_{3x} = 1{,}2*30*(0{,}5*(1{,}00*0{,}5/3{,}5) + 0{,}8*(2{,}5*2{,}25/3{,}5 + 1{,}75)) = 96{,}75$ kN

$W_{4x} = 1{,}2*0{,}8*30*3{,}5 = 100{,}80$ kN

$W_{5x} = 1{,}2*0{,}8*30*2{,}5 = 72{,}00$ kN

Benzer şekilde, (y) doğrultusundaki rüzgar kuvvetleri;

$W_{1x} = 35/30*63 = 73{,}50$ kN

$W_{2x} = 35/30*72{,}64 = 84{,}74$ kN

$W_{3x} = 35/30*96{,}75 = 112{,}88$ kN

$W_{4x} = 35/30*100{,}80 = 117{,}60$ kN

$W_{5x} = 35/30*72{,}00 = 84{,}00$ kN olarak bulunur.

4.10 Sistem Analizinde Kullanılan Yük Birleşimleri

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar yükleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.5'e göre ve TS648 Çelik Yapılar Standartına uygun olarak, aşağıdaki şekilde birleşirilecektir.

a) Düşey yük birleşimleri : $G + Q$ (1 Yükleme)

b) Düşey yük + deprem birleşimleri :

$G + Q \pm E_{x1} \pm 0{,}3E_y$ $G + Q \pm 0{,}3E_x \pm E_{y1}$ (32 Yükleme)

$G + Q \pm E_{x2} \pm 0{,}3E_y$ $G + Q \pm 0{,}3E_x \pm E_{y2}$

$0{,}9G \pm E_{x1} \pm 0{,}3E_y$ $0{,}9G \pm 0{,}3E_x \pm E_{y1}$

$0{,}9G \pm E_{x2} \pm 0{,}3E_y$ $0{,}9G \pm 0{,}3E_x \pm E_{y2}$

c) Düşey yük + rüzgar birleşimleri :

$G + Q \pm W_x$ $0{,}9G \pm W_x$ (8 Yükleme)

$G + Q \pm W_y$ $0{,}9G \pm W_y$

Burada;

G : sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler

Q : hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler

E_x, E_{x1}, E_{x2} : (x) doğrultusunda, sırasıyla kat kütle merkezlerine ve göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler

E_y, E_{y1}, E_{y2} : (y) doğrultusunda, sırasıyla kat kütle merkezlerine ve göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler

W_x, W_y : sırasıyla (x) ve (y) doğrultusundaki, rüzgar yüklerinden oluşan iç kuvvetler

DBYBHY, Madde 4.2.4'e göre, yönetmeliğin gerekli gördüğü durumlarda, artırılmış deprem yüklemeleri göz önüne alınacaktır. Artırılmış deprem yüklemelerinde, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler Ω_o büyütme katsayıları ile çarpılarak artırılacaktır. Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler için büyütme katsayısı, $\Omega_o = 2{,}0$ değerini almaktadır (Tablo 2.4).

TS648 Çelik Yapılar Standardı ve DBYBHY, Madde 4.2.3.5'e göre emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan kesit hesaplarında, birleşim ve ekler dışında emniyet gerilmeleri düşey yük + rüzgar birleşenleri için % 15, düşey yük + deprem birleşenleri için %33 artırılacaktır.

4.11 Sistem Analizleri

Sistem analizi, ön boyutlandırma sonucunda enkesit profilleri belirlenen yapı sisteminin, hesaplanan düşey yükler, rüzgar yükleri ve deprem yüklerinin kütle merkezine ve deprem yüklerinin, kütle merkezinin ± %5 kaydırılmasıyla belirlenen noktalara uygulanmasıyla oluşan 41 adet yük kombinasyonun sisteme uygulanması yapılmıştır. Sistem analizlerinde Sap 2000 programı kullanılmıştır.

Bundan sonraki bölümlerde, analiz sonuçları değerlendirilerek göreli kat ötelemeri ve ikinci mertebe etkileri kontrolleri ile başlıca tipik elemanlara ait kesit ve detay hesapları açıklanacaktır.

4.12 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Göreli kat ötelemelerinin kontrolü, DBYBHY, Madde 2.10.1'e göre yapılacaktır.
Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \qquad \textbf{(4.7)}$$

denklemi ile hesaplanır. Bu denklemde d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci ve (i–1)'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Bu örnekte, her bir deprem doğrultusu için d_i kat yerdeğiştirmelerinin en büyük değerleri, sayısal değerleri Tablo 4.3'te verilen ve ± %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelmektedir. Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolonlar için etkin göreli kat ötelemesi, δ_i

$$\delta_i = R\,\Delta_i \qquad \textbf{(4.8)}$$

bağıntısı ile hesaplanacaktır.
(x) ve (y) doğrultularında ± %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış E_{x1} ve E_{y1} deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen d_{1x} ve d_{1y} yatay yerdeğiştirmelerinin her katta aldığı değerler Tablo 4.6 ve Tablo 4.6'in üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış göreli kat ötelemeleri ise tabloların dördüncü kolonunda verilmiştir. Hesaplarda, ana deprem doğrultusundaki deprem yüklerinden dolayı, bu doğrultuya dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerin bileşke yerdeğiştirmeye etkisi terkedilmiştir. Her iki doğrultudaki simetri nedeniyle burulma düzensizliği bulunmayan bu binada, söz konusu varsayımın yerdeğiştirmelere etkisi %1'den daha küçük olmaktadır.
Yapı sisteminde her iki doğrultuda da en büyük yerdeğiştirme değerleri A-1 kolonunda oluşmaktadır. (x) doğrultusunda oluşan maksimum kat ötelemeleri 18. yük kombinasyonunda ($0{,}9G + E_{x1} + 0{,}3E_y$) oluşmaktadır. (y) doğrultusunda oluşan

maksimum kat ötelemeleri 14. yük kombinasyonunda ($G + Q - 0,3E_x - E_{y1}$) oluşmaktadır.

Tablo 4.5: (x) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü (Kutu 150*150*10)-HE 400 A

Kat	hi (cm)	dix (cm)	Δix (cm)	δix = RΔix (cm)	δix/hi
5	350	2,05	0,38	1,92	0,005
4	350	1,67	0,45	2,25	0,006
3	350	1,22	0,49	2,44	0,007
2	350	0,73	0,46	2,29	0,007
1	350	0,27	0,27	1,37	0,004

Tablo 4.6: (y) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü (Kutu 200*200*10)- HE 400 A

Kat	hi (cm)	diy (cm)	Δiy (cm)	δiy = RΔiy (cm)	δiy/hi
5	350	1,98	0,40	2,00	0,006
4	350	1,58	0,46	2,30	0,007
3	350	1,12	0,43	2,16	0,006
2	350	0,69	0,47	2,34	0,007
1	350	0,22	0,22	1,10	0,003

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış göreli kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak etkin göreli kat ötelemeleri hesaplanmış ve tabloların beşinci kolonuna yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise tabloların son kolonunda yer almaktadır.

Tablolardan görüldüğü gibi, δ_i / hi oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında

$(\delta_{ix} / hi)maks = 0,007$

$(\delta_{iy} / hi)maks = 0,007$

değerlerini almaktadır. DBYBHY, Madde 2.10.1.3'te öngörülen

$(\delta_i / hi)maks = 0,007 \leq 0,02$ koşulu sağlanmaktadır.

4.13 İkinci Mertebe Etkileri

DBYBHY, Madde 2.10.2 uyarınca;

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 her bir katta, İkinci Mertebe Gösterge Değeri, θ_i'nin Denklem (4.9) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

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

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri, θ_i , hesaplanarak koşul kontrol edilecektir. Bu eşitsizlikte

$(\Delta_i)_{ort}$: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış göreli kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeri

V_i : Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti,

h_i : Binanın i'inci katının kat yüksekliği

w_j : Binanın j'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını göstermektedir.

Planda her iki doğrultuda simetrik olan binada, E_x ve E_y deprem yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış göreli kat ötelemeleri $(\Delta_i)_{ort}$ olarak alınabilmektedir.

Her iki deprem doğrultusu için, bütün katlarda Denklem (4.9) koşulunun sağlanması durumunda, ikinci mertebe etkileri TS648 Çelik Yapılar Standartına uygun olarak değerlendirilecektir. Bu koşulun herhangi bir katta sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli derecede artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

Tablo 4.7'da her iki deprem doğrultusu için her katta hesaplanan θ_i parametresinin değerleri gösterilmektedir.

Tablo 4.7: (x) ve (y) Doğrultularında İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

(x) Doğrultusunda İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü			
Kat	hi (cm)	dix (cm)	Δix (cm)
5	350	1,96	0,36
4	350	1,60	0,43
3	350	1,17	0,44
2	350	0,73	0,47
1	350	0,26	0,26

(y) Doğrultusunda İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü			
Kat	hi (cm)	diy (cm)	Δiy (cm)
5	350	1,88	0,38
4	350	1,50	0,44
3	350	1,06	0,41
2	350	0,65	0,43
1	350	0,22	0,22

Tablo 4.7'ya göre , θ_i , ikinci mertebe gösterge değerinin en büyük değeri (x) doğrultusunda 2. katta meydana gelmektedir. Bu değer,

$(\Delta_{2x})_{ort} = ((d_{2x})_{ort} - (d_{1x})_{ort}) = 0,73 - 0,26 = 0,47$ cm

$\sum w_2 = 7760*3 + 5641,25 = 28921,25$ kN

$V_{2x} = 818,12 + 785,51 + 589,13 + 392,76 = 2585,52$ kN

$h_2 = 350$ cm olmak üzere,

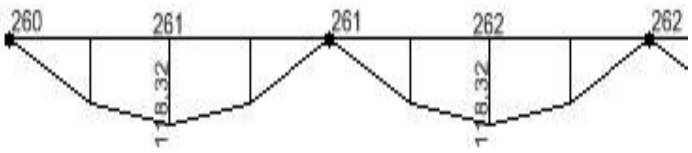
$\theta_{maks} = \theta_{2x} = 0,47 * 28921,25 / 2585,52 / 350 = 0,015 < 0,12$

koşulunu sağladığından, ikinci mertebe etkilerinin TS648 Çelik Yapılar Standardına göre değerlendirilmesi yeterlidir.

4.14 İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

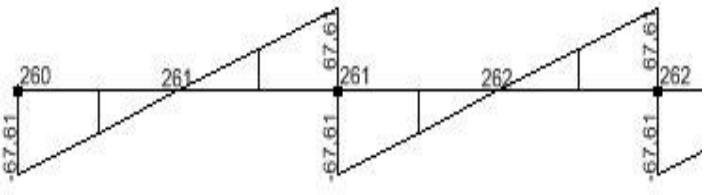
Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisinde olmayan normal kat ikincil döşeme kirişlerinin boyutlandırılması düşey yükler (G+Q yüklemesi) altında gerilme ve sehim kontrolü yapılarak yapılacaktır.

Düşey sabit ve hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler



Şekil 4.4: İkincil Döşeme Kirişlerinde Oluşan Moment Değerleri

$M_{maks} = 118,32$ kNm



Şekil 4.5: İkincil Döşeme Kirişlerine Oluşan Kesme Kuvveti Değerleri

T_{maks} = 67,61 kN
değerlerini almaktadır.

Seçilen kiriş kesiti IPE 360 için gerekli enkesit karakteristikleri:

$W_x = 904\ cm^3$, $I_x = 16270\ cm^4$, $S_x = 509\ cm^3$,

$A = 72{,}7\ cm^2$, $i_{min} = 3.79$ cm

Enkesit boyutları:

başlık genişliği : b = 170 mm , başlık kalınlığı: t = 12,7 mm

enkesit yüksekliği: d = 360 mm , gövde kalınlığı: t_w = 8 mm

gövde yüksekliği : $h = 360 - 2\times12{,}7 = 334{,}6$ mm

başlık alanı : $F_b = 17\times1.27 = 21.6\ cm^2$

IPE 360'ın Tablo 2.2'deki koşullara göre incelenmesi;

Süneklik düseyi yüksek sistemler için kiriş kesitinde yerel burkulmaların önlenmesini sağlamak amacıyla eğilme etkisindeki I kesitlerin sağlaması gereken koşullar:

$$b/t \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \qquad \textbf{(4.10)}$$

St 44 yapı çeliği için: $(\sqrt{Es} / \sqrt{\sigma_a}) = (\sqrt{206182} / \sqrt{275}) = 27{,}62$

$$85 / 12{,}7 = 6{,}70 \leq 0{,}3 * (\sqrt{206182} / \sqrt{275}) = 8{,}28$$

$$h/t_w \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a} \qquad \textbf{(4.11)}$$

$$334{,}6 / 8 = 41{,}825 \leq 3{,}2*(\sqrt{206182} / \sqrt{275}) = 88{,}32$$

koşulları sağlanmaktadır.

Normal Gerilme tahkiki :

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{118{,}32*10^3}{904} = 130{,}88\ N/mm^2 < \sigma em = 165\ N/mm^2$$

Kayma Gerilmesi tahkiki :

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{67{,}61*509*10^2}{16270*8} = 26{,}44\ N/mm^2 < \tau em = 95\ N/mm^2$$

Sehim tahkiki : Düzgün yayılı yük etkisi altındaki sürekli kirişlerde sehim hesabı aşağıdaki formüle göre yapılmakta olup, TS 648 Çelik Yapılar Yönetmeliği Madde 2.4.2.4 belirlenen l/300 şartını sağlamak zorundadır.

Sürekli Kiriş için sehim değeri:

$$f\ (cm) = 3{,}22\ \frac{q*l^4}{I_x} \qquad \textbf{(4.12)}$$

formülü ile bulunur. Formüllerde, q (t/m); l (m) ve I_x (cm^4) birimindedir.

q = 18,2 kNm = 1,82 t/m

l = 7 m

I_x = 16270 cm^4

$$f\ (cm) = 3{,}22\ \frac{q*l^4}{I_x} = \frac{3{,}22*1{,}82*7^4}{16270} = 0{,}86\ cm < \frac{700}{300} = 2{,}33\ cm$$

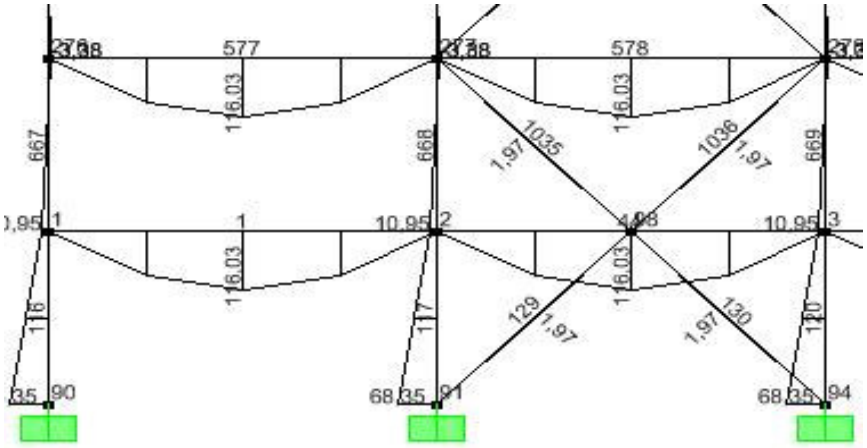
sehim şartı sağlanmaktadır.

4.15 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Merkezi çapraz sistemin diyagonal çubuklarının bağlandığı, 1. kat F aksı, 2-3 aksları arası kiriş en elverişsiz olan düşey yükler ve deprem yükler için boyutlandırılacaktır.

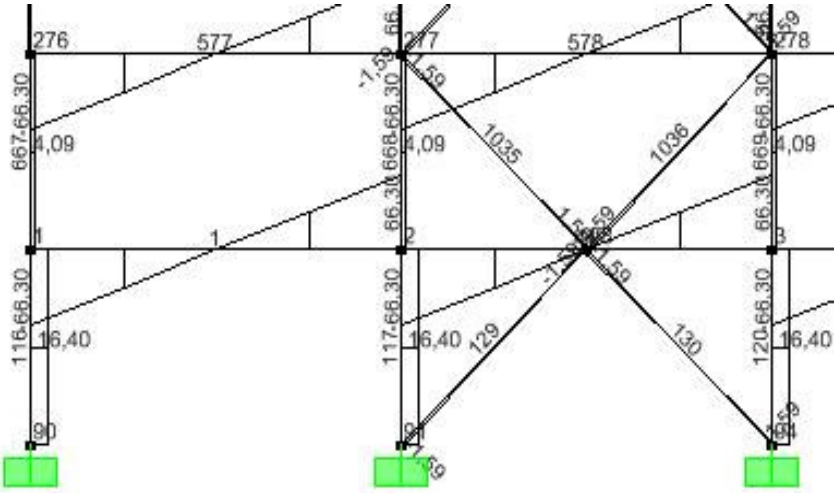
En elverişsiz yükleme durumu ($G + Q + E_{x1} + 0{,}3E_y$) yükleme durumunda oluşmaktadır.

En elverişsiz yükleme durumunda düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem yükleri etkilerinden dolayı kirişte iç kuvvetler;



Şekil 4.6: Ana Çerçeve Kirişlerinde En Elverişsiz Oluşan Moment Değerleri

M_{G+Q+E} = 116,03 kNm



Şekil 4.7: Ana Çerçeve Kirişlerinde Oluşan En Elverişsiz Kesme Kuvveti Değerleri

T_{G+Q+E} = 66,30 kN

Sistem analizi Sap 2000 programında rijit diyafram oluşturularak çözüldüğünden kirişte oluşan eksenel kuvvetler hesaplanamamış, daha çaprazların bulunduğu aks Sap 2000 programında en elverişsiz yükler altında çözülerek bulunan eksenel kuvvet değeri kullanılmıştır.

N_{G+Q+E} = ± 82,87 kN

değerlerini almaktadır.

Seçilen kiriş kesiti IPE 360 için gerekli enkesit karakteristikleri:

$W_x = 904\ cm^3$, $I_x = 16270\ cm^4$, $S_x = 509\ cm^3$,

$A = 72{,}7\ cm^2$, $i_{min} = 3{,}79\ cm$

Enkesit boyutları:

başlık genişliği : b = 170 mm , başlık kalınlığı: t = 12,7 mm

enkesit yüksekliği: d = 360 mm , gövde kalınlığı: t_w = 8 mm

gövde yüksekliği : $h = 360 - 2\times12{,}7 = 334{,}6$ mm

başlık alanı : $F_b = 17\times1{,}27 = 21.6\ cm^2$

İkincil döşeme kirişlerinde yerel burkulmaların önlenmesi amacıyla Tablo 2.2'deki koşullara göre irdelenen IPE 360 kesiti ana çerçeve kirişlerinde de kullanıldığından belirlenen koşulların sağlandığı görülmektedir.

Kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesini sağlamak için Denklem (2.3), koşulunu sağlayacaktır. Ayrıca, tekil yüklerin etkidiği noktalar, kiriş enkesitinin ani olarak değiştiği noktalar ve sistemin doğrusal olmayan şekildeğiştirmesi sırasında plastik mafsal oluşabilecek noktalar da yanal doğrultuda mesnetlenecektir.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.3.6.3'e göre, betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde bu koşula uyulması zorunlu olmamakla birlikte, yanal doğrultudaki mesnetler arası uzaklığın $\ell_b = 200$ cm olduğu çerçeve kirişlerde bu koşulun sağlandığı görülmektedir.

$r_y = 4{,}33$

$$\ell_b = 200 \le 0{,}086 \frac{4{,}33 * 206182}{275} = 279{,}2$$

Betonarme döşemenin kompozit etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanal burkulması önlenmektedir. Buna karşılık, negatif moment etkisinde, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki yapılacaktır.

TS 648 Çelik Yapılar Standardı, Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olması halinde, basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_\beta = \frac{840000 * C_b}{s * d / F_b} \le 0{,}6 * \sigma_a \qquad \textbf{(4.12)}$$

denklemi ile hesaplanır. Burada

s : kirişin basınç başlığında dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetleri arasındaki mesafe (cm) s = L = 200 cm

$C_b = 1,75 + 1,05 * (M_1 / M_2) + 0,3* (M_1 / M_2)^2 \leq 2,3$ şeklinde hesaplanan katsayı

d : başlıklar arası dıştan dışa mesafe (cm)

F_b : basınç başlığının enkesit alanı (cm^2)

C_b hesaplanırken emniyetli yönde kalmak için $M_1 / M_2 = -1$ için hesaplanan $C_b = 1,00$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_\beta = \frac{840000 * 1,00}{200 * 36 / 21,6} = 2520 \text{ kg/cm}^2 = 252 \text{ N / mm}^2$$

$0,6 * \sigma_a = 0,6 * 275 = 165 \text{ N / mm}^2$ elde edilir.

Normal Gerilme tahkiki :

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{116,03 * 10^3}{904} + \frac{82,87 * 10}{72,7} = 139,75 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{em} = 1,33*165 = 219,45$$

Kayma Gerilmesi tahkiki :

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{66,30*509*10^2}{16270*8} = 25,97 \text{ N/mm}^2 < \tau em = 1,33 * 95 = 126,35 \text{ N/mm}^2$$

koşulları sağlanmaktadır.

V ve ters V şeklindeki çapraz sistemlerinde, çaprazların bağlandığı kirişlerin sürekli olması ve çaprazların yok sayılması durumunda kendi üzerindeki yükleri güvenle taşıması gerekmektedir.

Eğilmeli Burulma tahkiki :

Eğilmeli Burulma tahkiki TS 648 Madde 3.4'e göre yapılacaktır. Eksantrik bir basınç kuvveti ile beraber M_x ve/veya M_y eğilme momentlerine çalışan çubuklarda burkulma tahkiki ve burkulmasız bir gerilme tahkiki,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} * \sigma_{bx}}{(1-\sigma_{eb}/\sigma_{ex'})* \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} * \sigma_{by}}{(1-\sigma_{eb}/\sigma_{ey'})* \sigma_{By}} \leq 1,00 \qquad \textbf{(4.13)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,00 \qquad \textbf{(4.14)}$$

formülleri ile yapılır.

Şayet $\sigma_{eb} / \sigma_{bem} \leq 0,15$ ise, Denklem 4.13 yerine,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,00 \qquad \textbf{(4.15)}$$

Denklem 4.15 kullanılabilir. Denklemlerde x ve y gerilmenin veya ilgili katsayıların uygulandığı ekseni gösterir.

$\sigma_{eb} = N / A = 82,87*10^3 / 72,7*10^2 = 11,40$ N/mm²

σ_{bem} hesaplanması TS 648 Madde 3.2.2.'ye göre yapılacaktır.

$\lambda = s_k / i_{min} = 350 / 3,79 = 92,35$

$\lambda p = 6438,4 / \sqrt{\sigma_a} = 6438,4 / \sqrt{2803} = 121,6$

$\lambda = 92,35 \leq \lambda p = 121,6$ olduğundan

Narinliğin $\lambda = 92,35$ değeri için TS 648 Çelik Yapılar Standardı Madde 3.2.2.2'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi, Denklme (4.16) kullanılarak hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{(1-0,5*(\lambda / \lambda p)^2) * \sigma_a}{n} \qquad \textbf{(4.16)}$$

Bu denklemde:

n : emniyet katsayısı ≥ 1,67

n : 1,67	$\lambda < 20$
n : $1,5 + 1,2 * (\lambda / \lambda p) - 0,2 * (\lambda / \lambda p)^3$	$\lambda p \leq \lambda \leq 20$
n : 2,50	$\lambda \geq \lambda p$

λp : plastik narinlik sınırı (kritik narinlik)

$n = 1,5 + 1,2 * (92,35/121,6) - 0,2 * (92,35 / 121,6)^3 = 2,17$

$$\sigma_{bem} = \frac{(1-0,5*(92,35/121,6)^2) * 2803}{2,17} = 91,96 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{eb} / \sigma_{bem} = 11,40 / 91,96 = 0,124 \leq 0,15$ olduğundan sadece

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,00$$

kontrolü yeterlidir.

σ_{bx}, x doğrultusunda oluşan eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan eğilme basınç başlığı gerilmesinin hesaplanması;

$$\sigma_{bx} = \frac{\text{Maks } M_x}{W_x} = \frac{116{,}03*10^3}{904} = 128{,}35 \text{ N/mm}^2$$

σ_{Bx} , x doğrultusunda eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak eğilme basınç başlığı için emniyet gerilmesi daha önce hesaplandığı gibi 165 N / mm²'dir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1{,}00$$

denklemine göre hesaplama yapılacaktır.

$$\frac{11{,}4}{91{,}96} + \frac{128{,}35}{165} = 0{,}90 \leq 1{,}00$$

koşulunu sağladığından eğilmeli burkulma kontrolü sağlanmaktadır.

Çaprazların yok sayılması durumunda, söz konusu kirişte G + Q yüklemesinden meydana gelen iç kuvvetler:

M_{G+Q} = 111,58 kNm

N_{G+Q} = 0,0

T_{G+Q} = 63,76 kN değerlerini almaktadır.

Bu iç kuvvetler için

Normal Gerilme tahkiki;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{111{,}58*10^3}{904} = 123{,}43 \text{ N/mm}^2 < \sigma em = 165 \text{ N/mm}^2$$

Kayma Gerilmesi tahkiki :

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{63{,}76*509*10^2}{16270*8} = 25{,}00 \text{ N/mm}^2 < \tau em = 95 \text{ N/mm}^2$$

şeklinde normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkikleri sağlanmaktadır.

Sistemde (x) doğrultusunda bulunan iç akslardaki (B-B ve E-E aksları) kirişlerin boyutlandırılması;

En elverişsiz yükleme durumunda düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem yükleri etkilerinden dolayı kirişte iç kuvvetler;

M_{G+Q+E} = 122,76 kNm

N_{G+Q+E} = 0,00 kN

T_{G+Q+E} = 70,15 kN

Seçilen kiriş kesiti IPE 360, yukarıda özellikleri belirtilen kirişin normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkikleri:

Normal Gerilme tahkiki :

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{122,76 * 10^3}{904} + \frac{0,00}{72,7} = 135,79 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{em} = 1,33*165 = 219,45$$

Kayma Gerilmesi tahkiki :

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{70,15*509*10^2}{16270*8} = 27,43 \text{ N/mm}^2 < \tau em = 1,33 * 95 = 126,35 \text{ N/mm}^2$$

koşulları sağlanmaktadır.

Sistemde (y) doğrultusunda bulunan dış akslardaki (1-1 ve 6-6 aksları) kirişleri boyutlandırılması;

En elverişsiz düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem yükleri etkilerinden dolayı kirişte iç kuvvetler;

$M_{G+Q+E} = 184,61$ kNm

$N_{G+Q+E} = \pm 50,10$ kN

$T_{G+Q+E} = 100,00$ kN

Seçilen kiriş kesiti HE 300 B için gerekli enkesit karakteristikleri:

$W_x = 1678$ cm^3, $I_x = 25170$ cm^4, $S_x = 934,5$ cm^3,

$A = 149,10$ cm^2, $i_{min} = 7,58$ cm

Enkesit boyutları:

başlık genişliği : b = 300 mm , başlık kalınlığı: t = 19 mm

enkesit yüksekliği: d = 300 mm , gövde kalınlığı: t_w = 11 mm

gövde yüksekliği : $h = 300 - 2\times19 = 262$ mm

başlık alanı : $F_b = 30\times1,9 = 57$ cm^2

Süneklik düseyi yüksek sistemler için kiriş kesitinde yerel burkulmaların önlenmesini sağlamak amacıyla eğilme etkisindeki I kesitlerin sağlaması gereken koşullar:

$$b/t \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad h/t_w \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

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

$$150 / 19 = 7,89 \leq 0,3 * (\sqrt{206182} / \sqrt{275}) = 8,28$$

$$h/t_w \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

$$262 / 11 = 23,82 \leq 3,2*(\sqrt{206182} / \sqrt{275}) = 88,32$$

koşulları sağlanmaktadır.

TS 648 Çelik Yapılar Standardı, Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olması halinde, basınç emniyet gerilmesi Denklem 4.12 ile hesaplanır.

C_b hesaplanırken emniyetli yönde kalmak için $M_1 / M_2 = -1$ için hesaplanan $C_b = 1,00$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_\beta = \frac{840000 * 1,00}{200 * 30 / 57} = \quad 7980 \text{ kg/cm}^2 = 798 \text{ N / mm}^2$$

$0,6 * \sigma_a = 0,6 * 275 = 165 \text{ N / mm}^2$ elde edilir.

Normal Gerilme tahkiki :

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{184,61 * 10^3}{1678} + \frac{50,1 * 10}{149,1} = 113,36 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{em} = 1,33*165 = 219,45$$

Kayma Gerilmesi tahkiki :

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{100,00*934,5*10^2}{25170*11} = 33,72 \text{ N/mm}^2 < \tau em = 1,33 * 95 = 126,35 \text{ N/mm}^2$$

koşulları sağlanmaktadır.

Eğilmeli Burulma tahkiki :

$\sigma_{eb} = N / A = 50,10*10^3 / 149,10*10^2 = 3,36 \text{ N/mm}^2$

σ_{bem} hesaplanması TS 648 Madde 3.2.2.'ye göre yapılacaktır.

$\lambda = s_k / i_{min} = 300 / 7,58 = 39,57$

$\lambda = 39,57 \leq \lambda p = 121,6$ olduğundan

Narinliğin $\lambda = 39,57$ değeri için TS 648 Çelik Yapılar Standardı Madde 3.2.2.2'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi, Denklem 4.16 kullanılarak hesaplanır.

$n = 1,5 + 1,2 * (39,57/121,6) – 0,2 * (39,57 / 121,6)^3 = 1,883$

$$\sigma_{bem} = \frac{(1-0,5*(39,57 / 121,6)^2) * 2803}{1,883} = 141 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{eb} / \sigma_{bem} = 3,36 / 141 = 0,024 \leq 0,15$ olduğundan sadece

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,00$$

kontrolü yeterlidir.

σ_{bx}, x doğrultusunda oluşan eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan eğilme basınç başlığı gerilmesinin hesaplanması;

$$\sigma_{bx} = \frac{\text{Maks } M_x}{W_x} = \frac{184{,}61*10^3}{1678} = 110 \text{ N/mm}^2$$

σ_{Bx} , x doğrultusunda eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak eğilme basınç başlığı için emniyet gerilmesi daha önce hesaplandığı gibi 165 N / mm²'dir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1{,}00$$

formülüne göre hesaplama yapılacaktır.

$$\frac{3{,}36}{141} + \frac{110}{165} = 0{,}69 \leq 1{,}00$$

koşulunu sağladığından eğilmeli burkulma kontrolü sağlanmaktadır.

Sistemde (y) doğrultusunda bulunan dış akslardaki (2-2 ve 5-5 aksları) kirişlerin boyutlandırılması;

En elverişsiz düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem yükleri etkilerinden dolayı kirişte iç kuvvetler;

M_{G+Q+E} = 288,88 kNm

N_{G+Q+E} = 0,00 kN

T_{G+Q+E} = 142,45 kN

Seçilen kiriş kesiti HE 300 B için gerekli enkesit karakteristikleri belirlenmişti.

TS 648 Çelik Yapılar Standardı, Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olması halinde, basınç emniyet gerilmesi Denklem (4.12) ile hesaplanır.

C_b hesaplanırken emniyetli yönde kalmak için $M_1 / M_2 = -1$ için hesaplanan C_b = 1,00 değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_\beta = \frac{840000 * 1{,}00}{200 * 30 / 57} = 7980 \text{ kg/cm}^2 = 798 \text{ N / mm}^2$$

$0{,}6 * \sigma_a = 0{,}6 * 275 = 165$ N / mm² elde edilir.

Normal Gerilme tahkiki :

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{288{,}88 * 10^3}{1678} + \frac{0{,}00}{72{,}7} = 172{,}15 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{em} = 1{,}33*165 = 219{,}45$$

Kayma Gerilmesi tahkiki :

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{142{,}45*934{,}5*10^2}{25170*11} = \quad 48{,}08 \text{ N/mm}^2 \quad < \quad \tau em = 1{,}33 * 95 = 126{,}35 \text{ N/mm}^2$$

koşulları sağlanmaktadır.

4.16 Çaprazların Boyutlandırılması

(x) doğrultusunda A ve F aksı çerçevesi ve (2-3) aksları arası düşey merkezi çapraz sistemin 1. kat elemanlarında en elverişsiz düşey yükler + deprem yüklerinden oluşan gerilme durumu için kontroller yapılacaktır.

Bu elemanlarda, düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden oluşan çubuk kuvvetleri ile toplam çubuk kuvvetleri;

$N_{G+Q} = -182{,}89$ kN $\qquad N_E = -430{,}56$ kN $\qquad N_{G+Q+E} = -613{,}45$ kN

Çapraz elemanlar için seçilen kesit: □ 150*150*10 mm

Enkesit karakteristikleri: A = 52,6 cm², $\qquad i_{min} = 5{,}61$ cm

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin elemanları için Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, çapraz elemanların kenar uzunluğu / kalınlık oranının Tablo 4.3'te verilen koşulu sağlaması gerekmektedir. Çapraz elemanın enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşul

$$h/t_w \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \qquad \textbf{(4.17)}$$

şeklindedir.

$h = (150 - 2*10) / 10 = 13 \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} = 19{,}34$

elde edilir ve enkesit koşulunun sağlandığı görülür.

Basınca çalışan elemanların narinlik oranı $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

$4.0\sqrt{E_s/\sigma_a} = 4{,}0 * 27{,}62 = 110{,}51$

Çubuk boyu, L = 495 cm olan elemanlarda, narinlik oranı

$\lambda = 495 / 5{,}61 = 88{,}23 < 110{,}51$ olduğundan narinlik sağlanmaktadır.

Narinliğin λ = 88,23 değeri için Denklem (4.16) göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi :

λp : plastik narinlik sınırı (kritik narinlik)

$\lambda p = 6438,4 / \sqrt{\sigma_a} = 6438,4 / \sqrt{2803} = 121,6$

$n = 1,5 + 1,2 * (88,23/121,6) – 0,2 * (88,23 / 121,6)^3 = 2,294$

$$\sigma_{bem} = \frac{(1-0,5*(88,23/ 121,6)^2) * 2803}{2,294} = 90,02 \text{ N/mm}^2$$

Buna göre, çapraz elemanlarda gerilme tahkiki :

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{613,45 * 10^3}{52,6 * 10^2 * 90,02} = 1,29 < 1,33$$

(y) doğrultusunda, (1-1) ve (6-6) akslarındaki çaprazların boyutlandırılması:

Bu elemanlarda, düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden oluşan çubuk kuvvetleri ile toplam çubuk kuvvetleri;

$N_{G+Q} = - 261,91$ kN $N_E = - 513,58$ kN $N_{G+Q+E} = - 775,49$ kN

Çapraz elemanlar için seçilen kesit: □ 200*200*10 mm

Enkesit karakteristikleri: A = 74,90 cm², i_{min} = 7,72 cm

Çapraz elemanın enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan koşul

$$h/t_w \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

$h = (200 – 2*10) / 10 = 18 \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} = 19,34$

Çubuk boyu L = 461 cm olan elemanlarda, narinlik oranı

$\lambda = 461 / 7,72 = 59,71 < 110,51$ olduğundan narinlik sağlanmaktadır.

Narinliğin λ = 59,71 değeri için Denklem (4.16) göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi :

$n = 1,5 + 1,2 * (59,71/121,6) – 0,2 * (59,71 / 121,6)^3 = 2,065$

$$\sigma_{bem} = \frac{(1-0,5*(59,71 / 121,6)^2) * 2803}{2,065} = 102,41 \text{ N/mm}^2$$

Buna göre, çapraz elemanlarda gerilme tahkiki :

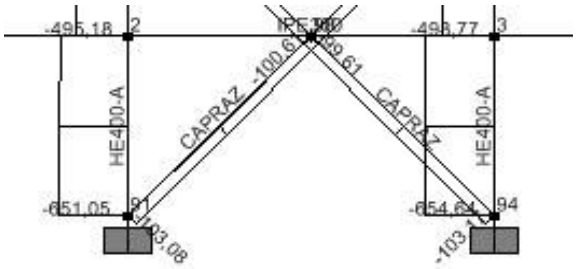
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{775,49 * 10^3}{74,9 * 10^2 * 102,41} = 1,01<1,33$$

koşulu sağlanmaktadır.

4.17 Kolonların Boyutlandırılması

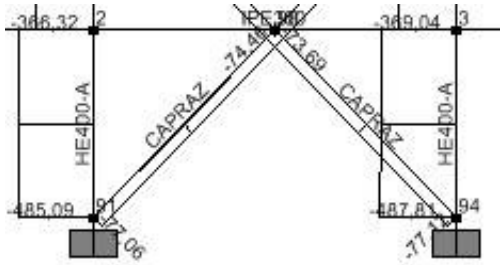
1. Kat kolonları en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yükleri ($G + Q + E_{x1} + 0,3E_y$)için boyutlandırılacaktır.

Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı dış kolonların üst ucunda oluşan en elverişsiz iç kuvvetler



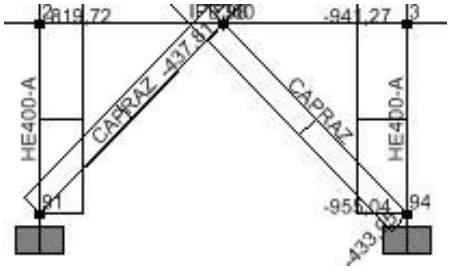
Şekil 4.8: A/(2-3) Akslarında Bulunan Kolonların Sabit Yükler Altında Eksenel Kuvvetleri

N_G = - 661,53 kN



Şekil 4.9: A/(2-3) Akslarında Bulunan Kolonların Hareketli Yükler Altında Eksenel Kuvvetleri

N_Q = - 480,81 kN



Şekil 4.10: A/(2-3) Akslarında Bulunan Kolonların En Elverişsiz Deprem Yükleri Altında Eksenel Kuvvetleri

$N_E = \pm$ 990,35 kN

(x) doğrultusunda : M_{G+Q+E} = 51,91 kN

(y) doğrultusunda : M_{G+Q+E} = 2,35 kN değerlerini almaktadır.

Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı iç kolonların üst ucunda oluşan en elverişsiz iç kuvvetler

N_G = - 975,61 kN

N_Q = - 1020,76 kN

$N_E = \pm$ 96,7 kN

(x) doğrultusunda : M_{G+Q+E} = 51,07 kNm

(y) doğrultusunda : M_{G+Q+E} = 2,35 kNm değerlerini almaktadır.

Seçilen kolon kesiti HE 400 A için gerekli enkesit karakteristikleri:

A = 159,00 cm^2

W_x = 2311 cm^3, W_y = 570,9 cm^3, I_x = 45070 cm^4, I_y = 8564 cm^4,

S_x = 1281 cm^3, S_y = 436,5 cm^3, i_x = 16,84 cm, i_y = 7,34 cm

Enkesit boyutları:

başlık genişliği : b = 300 mm , başlık kalınlığı: t = 19 mm

enkesit yüksekliği: d = 390 mm , gövde kalınlığı: t_w = 11 mm

gövde yüksekliği : h = 390 − 2×19 = 352 mm

başlık alanı : $F_b = 30 \times 1{,}9 = 57$ cm^2

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin elemanları için, çapraz elemanların kenar uzunluğu/kalınlık oranının Tablo 2.2'de verilen koşulu sağlaması gerekmektedir.

Kolon enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan koşullar:

$$b/t \le 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \qquad \text{ve} \qquad h/t_w \le 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

$$b/t = 150 / 19 = 7,9 \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} = 8,29$$

$$h/t_w = 352 / 11 = 32 \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a} = 88,42$$

enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Merkezi çapraz sisteminden aktarılan büyük eksenel kuvvetlerin etkisinde olan, buna karşılık eğilme momentleri küçük değerler alan kolonlar, artırılmış deprem etkilerinini veren yükler (Denklem (2.1a) ve (2.1b)) altında hesaplanacaktır.

Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal) için Ω_o değeri 2,0 alınacaktır (Tablo 2.4).

$$1.0\ G + 1.0\ Q \pm \Omega_o\ E = G + Q + 2,0\ E$$

$$0,9\ G + \Omega_o\ E = 0,9\ G + 2,0\ E$$

yüklemeleri için elde edilen eksenel basınç ve çekme kuvvetleri için (eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın) kesit hesabı daha elverişsiz sonuç vermektedir.

Bu şekilde oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri

Merkezi Çaprazlı Çerçeve için kolona gelen artırılmış yükler :

N_{G+Q+2E} = - 661,53 kN - 480,81 kN – 2 * 990,35 kN = - 3123,04 kN

$N_{0,9G+2E}$ = 0,9 * (- 661,53 kN) + 2 * 990,35 kN = 1385,32 kN

En elverişsiz iç kolonlar için artırılmış yükler :

N_{G+Q+2E} = - 975,61 kN – 1020,76 kN – 2 * 96,7 kN = - 2189,77 kN

$N_{0,9G+2E}$ = 0,9 * (- 975,61 kN) + 2 * 96,7 kN = - 684,65 kN

Bu durumda merkezi çapraz sisteme etkiyen artırılmış yükler için hesap yapılacaktır.

Kolon enkesitinde eksenel basınç ve çekme kapasiteleri ise Denklem 2.2c ve 2.2.de' de belirtildiği gibi;

Eksenel basınç kapasitesi : $N_{bp} = 1,7\ \sigma_{bem}\ A$

Eksenel çekme kapasitesi : $N_{çp} = \sigma_a\ A_{net}$

bağıntıları ile hesaplanacaktır.

σ_{bem} : kolonun $\lambda_x = s_{kx} / i_x$ ve $\lambda_y = s_{ky} / i_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, TS 648 Çelik Yapılar Standartına göre belirlenen basınç emniyet gerilmesidir.

Yanal ötelenmenin her iki doğrultuda da çapraz sistem ile önlendiği göz önüne alınmıştır. Buna göre s_{kx} ve s_{ky} burkulma boyları

$s_{kx} = K_x * H = 1,00 * 350 = 350$ cm

$s_{ky} = K_y * H = 1,00 * 350 = 350$ cm

değerini almaktadır. Bu değerleri kullanılarak narinlik oranları

$\lambda_x = s_{kx} / i_x = 350 / 16,84 = 20,78$

$\lambda_y = s_{ky} / i_y = 350 / 7,34 = 47,68$

$\lambda = (\text{maks } \lambda_x , \lambda_y) = 47,68$ olarak bulunur.

Bu narinlik değeri için Denklem 4.16'ya göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi :

$n = 1,5 + 1,2 * (47,68/121,6) – 0,2 * (47,68 / 121,6)^3 = 1,958$

$$\sigma_{bem} = \frac{(1\text{-}0,5*(47,68 / 121,6)^2) * 2803}{1,958} = 132,15 \text{ N/mm}^2$$

Bu değer ile hesaplanan eksenel basınç ve çekme kapasiteleri:

$N_{bp} = 1,7\ \sigma_{bem} A = 1,7 * 132,15 * 15900 / 10^3 = 3572,01$ kN

$N_{bp} = 3572,01 \text{ kN} > N_{G+Q+2E} = 3123,04$ kN

$N_{çp} = \sigma_a A_{net} = 275 * 15900 / 10^3 = 4372,5$ kN

$N_{çp} = 4372,5 \text{ kN} > N_{0,9G+2E} = 1385,32$ kN

koşullar sağlanmaktadır.

Yapıdaki bütün kolonlar HE 400 A olarak seçilmiştir.

4.18 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Enkesit Profilleri

Tablo 4.8: Taşıyıcı Sistem Elemanlarındaki Enkesit Profilleri

Taşıyıcı Sistem Elemanı	Enkesit Profili
İkincil Kirişler (tüm katlarda)	IPE 360
1-1 ve 6-6 Aksları Ana Kirişler	IPE 360
A-A …. F-F Aksları Ana Kirişler	IPE 360
2-2 …. 5-5 Aksları Ana Kirişler	HE 300 B
Kolonlar (tüm katlarda)	HE 400 A
A-A ve F-F Aksları Çapraz Sistemi Elemanları	Kutu 150*150*10
1-1 ve 6-6 Aksları Çapraz Sistemi Elemanları	Kutu 200*200*10

4.19 Çaprazların Kiriş ve Kolonlar ile Birleşim Detaylarının Tasarımı

Çaprazların birleşim detaylarının tasarlanmasında ve hesaplanmasında, DBYBHY'de belirtilen ve 3. Bölümde anlatılan tasarım kurallarına uyulacaktır. Buna göre 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 çekme kapasitesi.
(b) Düğüm noktasına birleşen diğer elemanların kapasitelerine bağlı olarak, söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük eksenel kuvvet.
(c) Denklem (2.1a) ve Denklem (2.1b)'de verilen arttırılmış yükleme durumlarından meydana gelen çapraz eksenel kuvveti

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.

4.19.1. Kiriş Ortasında Çapraz ve Kiriş Bağlantı Detayı ve Boyutlandırılması

Çapraz elemanın birleşiminin, DBYBHY Madde 4.6.3.1 uyarınca taşıyabileceği yükün belirlenmesi;
a) Çaprazın Eksenel Çekme Kapasitesinin hesaplanması;

$$N_{u1} = \sigma_{a*} A_{net}$$

Çelik yapıların birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında, σ_a akma gerilmesi yerine $D_{a*}\sigma_a$ artırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacaktır. Artırılmış akma gerilmesinin hesabında St 44 çelik sınıfı için D_a katsayısı 1,1 değerini almaktadır.

$N_{u1} = D_{a*}\sigma_{a*} A_{net} = 1{,}1 * 275\ N/mm^2 * 52{,}6*10^2\ mm^2 = 1591{,}15\ kN$

b) Deprem Yönetmeliğinde belirtilen artırılmış yüklemelerden oluşan en büyük çapraz eksenel kuvvetinin hesaplanması;

$N_{u2} = 1{,}0\ G + 1{,}0\ Q \pm \Omega_o\ E = G + Q + 2{,}0\ E = 182{,}89 + 2*430{,}56 = 1044\ kN$

c) Düğüm noktasına birleşen IPE 360 kirişler tarafından, söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük eksenel kuvvetin hesaplanması (çubuklar arası açı: $\alpha = 45^o$)

$$N_{u3} = \frac{\sigma_a * A}{\cos\alpha} = \frac{275*72{,}7}{0.707*10} = 2856{,}8\ N/mm^2$$

Buna göre, birleşimin eksenel kuvvet kapasitesi $N_u = 1044$ kN göre boyutlandırma yapılacaktır.

Seçilen bayrak levhası boyutları: 1200*20 mm

Çapraz elemanın bayrak levhasına bağlantısı 4*7.250 mm köşe kaynağı ile sağlanacaktır.

Kaynak Hesabı:

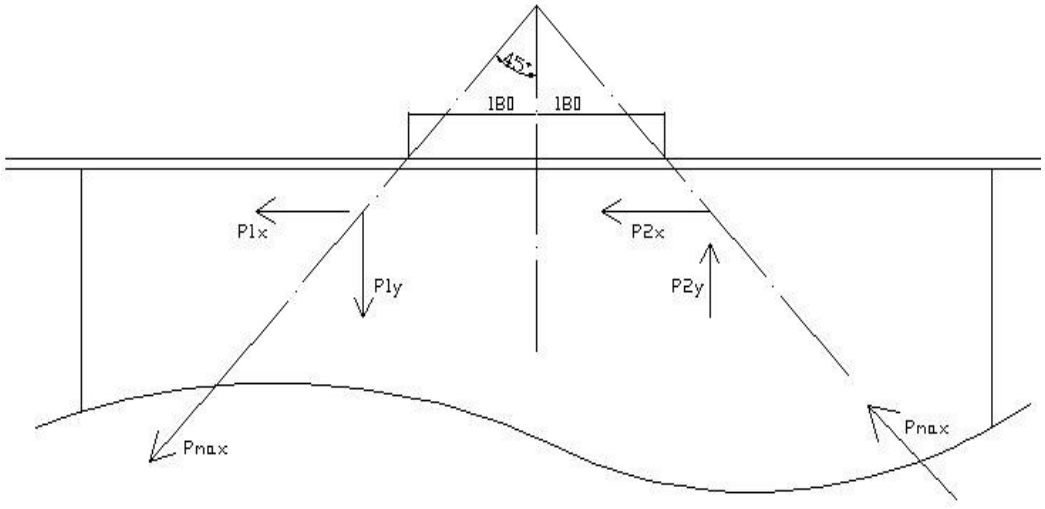
Kaynak kalınlığı a= 7 mm Kaynak boyu $l_k = 250-2*7 = 236$

$F_k = 4*a*l_k$

$F_k = 4*7\ mm*236\ mm = 6608\ mm^2$

$$\sigma_k = \frac{N}{F_k} = \frac{1044*10^3\ N}{6608\ mm^2} = 158{,}0\ N/mm^2 \leq 1{,}7*\sigma_{kem} = 1{,}7*145{,}5 = 247{,}35\ N/mm^2$$

Kiriş-Bayrak Levhası birleşiminde kontrol:



Şekil 4.11: Kiriş-Bayrak Levhası Birleşimindeki Kuvvetler

$P_{1x} = P_{2x} = P_{max} * \sin 45 = 1044\ kN * 0{,}707 = 738{,}22\ kN$

$\sum P_x = 738{,}22 * 2 = 1476{,}44\ kN$

$P_{1y} = -P_{2y} = P_{max} * \cos 45 = 1044\ kN * 0{,}707 = 738{,}22\ kN$

Köşe kaynak dikişinde kontrol:

Kaynak kalınlığı a = 10 mm Kaynak boyu $l_k = 1200-2*10 = 1180$ mm

$F_k = 2*a*l_k$

$F_k = 2*10\ mm*1180\ mm = 23600\ mm^2$

$$\tau_k = \frac{P_x}{F_k} = \frac{1476*10^3\ N}{23600\ mm^2} = 62{,}56\ N/mm^2 \leq 1{,}7*\tau_{kem} = 1{,}7*145{,}5 = 247{,}35\ N/mm^2$$

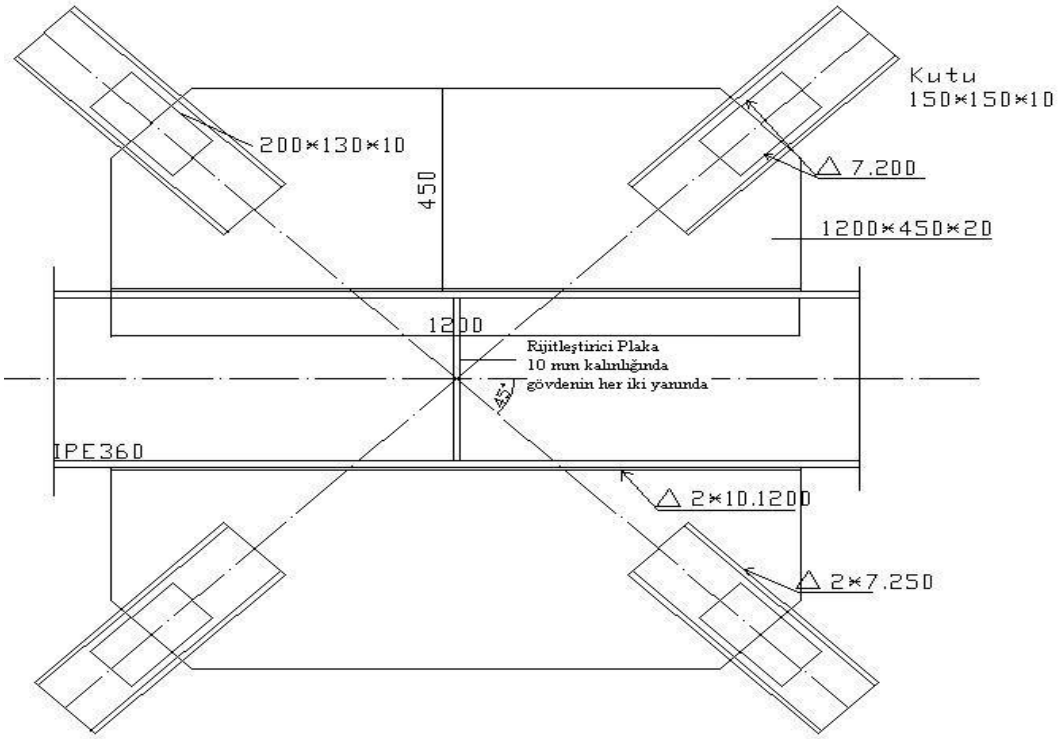
M = 738,22*0,36 = 265,76 kNm (Moment kolu 0,36 m)

$$W_k = \frac{2*l_k^2*a}{6} = \frac{2*118^2*1}{6} = 4641{,}33\ cm^3 = 4641330\ mm^3$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \frac{265760000\ N.mm}{4641330\ mm^2} = 57{,}25\ N/mm^2 \leq 1{,}7*\sigma_{kem} = 247{,}35\ N/mm^2$$

$\sigma_V = \sqrt{(\sigma_K{}^2 + \tau_K{}^2)} \leq \sigma_{vem}$

$\sigma_V = \sqrt{(57{,}25^2 + 62{,}56^2)} = 84{,}80\ N/mm^2 \leq 247{,}35\ N/mm^2$



Şekil 4.12: Kiriş- Bayrak Levhası Birleşim Detayı

4.19.2. Çapraz ve Kolon-Kiriş Bağlantı Detayı ve Boyutlandırılması

H : Güçlendirme elemanına etkiyen yatay kuvvet

V : Güçlendirme elemanına etkiyen düşey kuvvet

P : Güçlendirme elemanına etkiyen eksenel kuvvet

$H+A_b$: Kirişe etkiyen eksenel kuvvet

R_b : Kirişe etkiyen kesme kuvveti

R_c : Kolona etkiyen eksenel kuvvet

Birleşimin eksenel kuvvet kapasitesi $N_u = 1044$ kN göre boyutlandırma yapılacaktır.

Bayrak levhasının boyutlarının belirlenmesinde, birleşimde ek moment oluşmamasına dikkat edilecektir. Bunun için Denklem (4.18)'teki eşitliğin sağlanması gerekmektedir.

$$\alpha - \beta*\tan\theta = e_b*\tan\theta - e_c \qquad \textbf{(4.18)}$$

α : kolon yüzeyinden bayrak levhası merkezine olan uzaklık

β : kiriş yüzeyinden bayrak levhası merkezine olan uzaklık

e_c : kolon yarı yüksekliği e_b : kiriş yarı yüksekliği

Yukarıdaki denklemi sağlayacak α ve β değerleri bulunduğunda, bütün kesme ve eksenel kuvvetler aşağıdaki gibi olacaktır.

$V_c = \beta*P / r$ $V_b = e_b*P / r$

$H_c = e_c*P / r$ $H_b = \alpha*P / r$

$r = \sqrt{((\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2)}$

$\alpha = e_b*\tan\theta - e_c + \beta*\tan\theta$

$e_b = 180$ mm $e_c = 195$ mm $\theta = 45^o$

$\alpha = 180*\tan45 - 195 + \beta*\tan45$ $\alpha = \beta - 15$

$\alpha = 200$ mm seçilirse, $\beta = 215$ mm olur. Buna göre r yarıçapı;

$r = \sqrt{((200+195)^2 + (215+180)^2)} = 560$ mm

$V_c = \beta*P / r = 215*1044 / 560 = 401$ kN

$V_b = e_b*P / r = 180*1044 / 560 = 336$ kN

$H_c = e_c*P / r = 195*1044 / 560 = 364$ kN

$H_b = \alpha*P / r = 200*1044 / 560 = 373$ kN

$\sum H = 0$, yatay denge denklemi kullanılarak

$$H = H_c + H_b = P*\cos 45$$

$$364+373 = 1044*\cos 45 = 737 \text{ kN} \qquad \text{uygun}$$

$\sum V = 0$, düşey denge denklemi kullanılarak

$$V = V_c + V_b = P*\sin 45$$

$$401+336 = 1044*\sin 45 = 737 \text{ kN} \qquad \text{uygun}$$

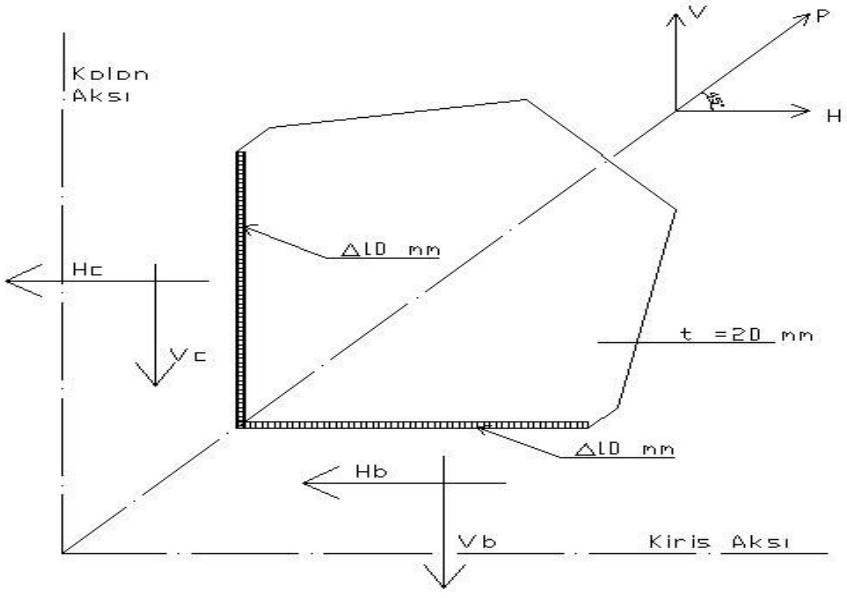
A_b değeri statik hesap sonucu ±82,87 kN olarak bulunmuştur.

R_b değeri statik hesap sonucu ±66,30 kN olarak bulunmuştur.

Yine çapraz elemanın bayrak levhasına bağlantısı 4*7.250 mm köşe kaynağı ile sağlanacaktır. Kaynak tahkiki yukarıdaki bölümde yapılmıştır.

4.19.2.1 Bayrak Levhası Kiriş Bağlantısı Köşe Kaynak Dikişinin Tahkiki

Bayrak levhasında ve kolon ve kiriş arasında oluşan yükler aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 4.13: Kolon-Kiriş ve Çapraz Birleşiminde Yük Dağılımı

Köşe kaynak dikişinde kontrol:

Kaynak kalınlığı a = 10 mm Kaynak boyu l_k = 400-2*10 = 380 mm

$F_k = 2*a*l_k$

F_k = 2*10 mm*380 mm = 7600 mm²

$$\tau_k = \frac{H_b}{F_k} = \frac{448*10^3\ N}{7600\ mm^2} = 58{,}90\ N/mm^2 \leq 1{,}7*\tau_{kem} = 1{,}7*145{,}5 = 247{,}35\ N/mm^2$$

$$\sigma_k = \frac{V_b}{F_k} = \frac{269*10^3\ N}{7600\ mm^2} = 35{,}40\ N/mm^2 \leq 1{,}7*\sigma_{kem} = 247{,}35\ N/mm^2$$

$\sigma_V = \sqrt{(\sigma_K{}^2 + \tau_K{}^2)} \leq \sigma_{vem}$

$\sigma_V = \sqrt{(35{,}40^2 + 58{,}90^2)} = 67{,}72\ N/mm^2 \leq 247{,}35\ N/mm^2$

4.19.2.2. Bayrak Levhası Kolon Bağlantısı Köşe Kaynak Dikişinin Tahkiki

Köşe kaynak dikişinde kontrol:

Kaynak kalınlığı a = 10 mm Kaynak boyu l_k = 430-2*10 = 410 mm

$F_k = 2*a*l_k$

F_k = 2*10 mm*410 mm = 8200 mm²

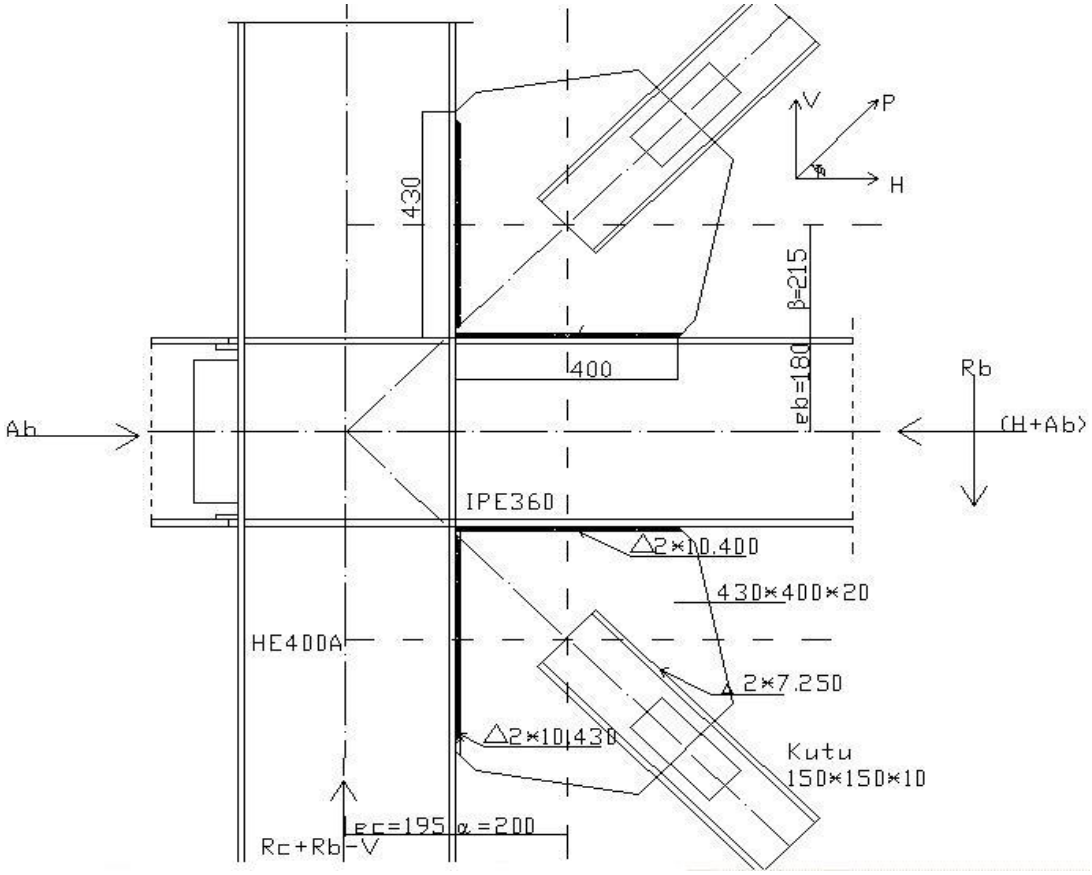
$$\tau_k = \frac{V_c}{F_k} = \frac{401*10^3\ N}{8200\ mm^2} = 48{,}90\ N/mm^2 \leq 1{,}7*\tau_{kem} = 1{,}7*145{,}5 = 247{,}35\ N/mm^2$$

$$\sigma_k = \frac{H_c}{F_k} = \frac{364*10^3\ N}{8200\ mm^2} = 44{,}40\ N/mm^2 \leq 1{,}7*\sigma_{kem} = 247{,}35\ N/mm^2$$

$\sigma_V = \sqrt{(\sigma_K{}^2 + \tau_K{}^2)} \leq \sigma_{vem}$

$\sigma_V = \sqrt{(44{,}40^2 + 48{,}90^2)} = 66{,}00\ N/mm^2 \leq 247{,}35\ N/mm^2$

Buna göre bağlantı detayı Şekil 4.13'te görüldüğü gibi olacaktır. Yapının 1-1 ve 6-6 akslarındaki çapraz elamanların bağlantı detaylandırması da bu şekilde olacaktır.



Şekil 4.14: Çapraz – Kolon – Kiriş Bağlantı Detayı

4.20 Kolon - Kiriş Birleşim Detaylarının Tasarımı

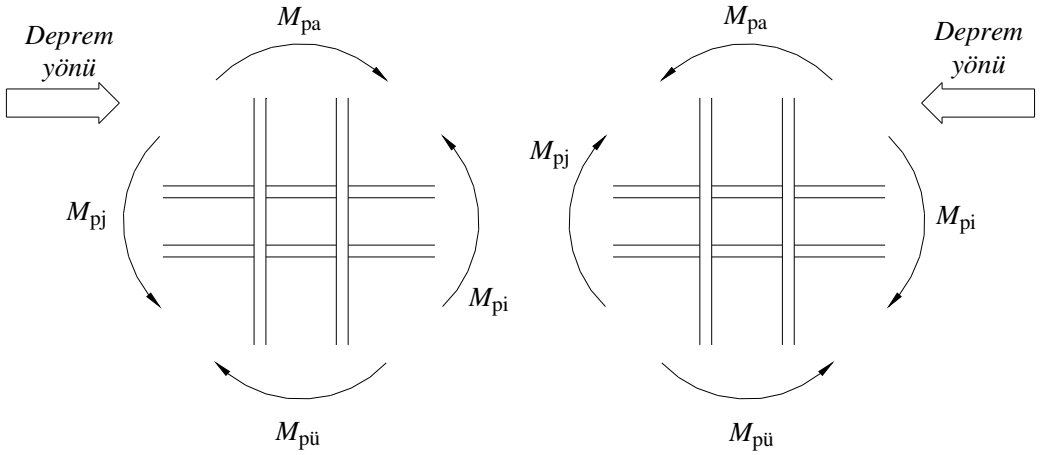
1. Kat B Aksı çerçevesi, 2-3 aksları arası kiriş ve kolonların birleşim detayının tasarımı yapılacaktır. Yatay rüzgar ve deprem etkilerinin süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler tarafından karşılandığı bu sistemde, söz konusu birleşim detayının tasarımına esas olan en elverişsiz yükleme G+Q yüklemesidir.

Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçeveli sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olacaktır (Şekil 4.15).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \qquad \textbf{(4.19)}$$

Bu denklemdeki M_{vi} ve M_{vj} terimleri, zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki kesme kuvvetlerinden dolayı, kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momentlerini göstermektedir. Plastik momentlerin kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerinde oluşması halinde, bu terimler sıfır değerini almaktadır.



Şekil 4.15: Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması Koşulu

$M_{pa} = M_{pü} = W_p * \sigma_a = 2311*10^3(mm^3) * 275\ (N/mm^2)$

$M_{vi} = M_{vj} = 0$

$M_{pi} = M_{pj} = 2156*10^3(mm^3) * 275\ (N/mm^2)$

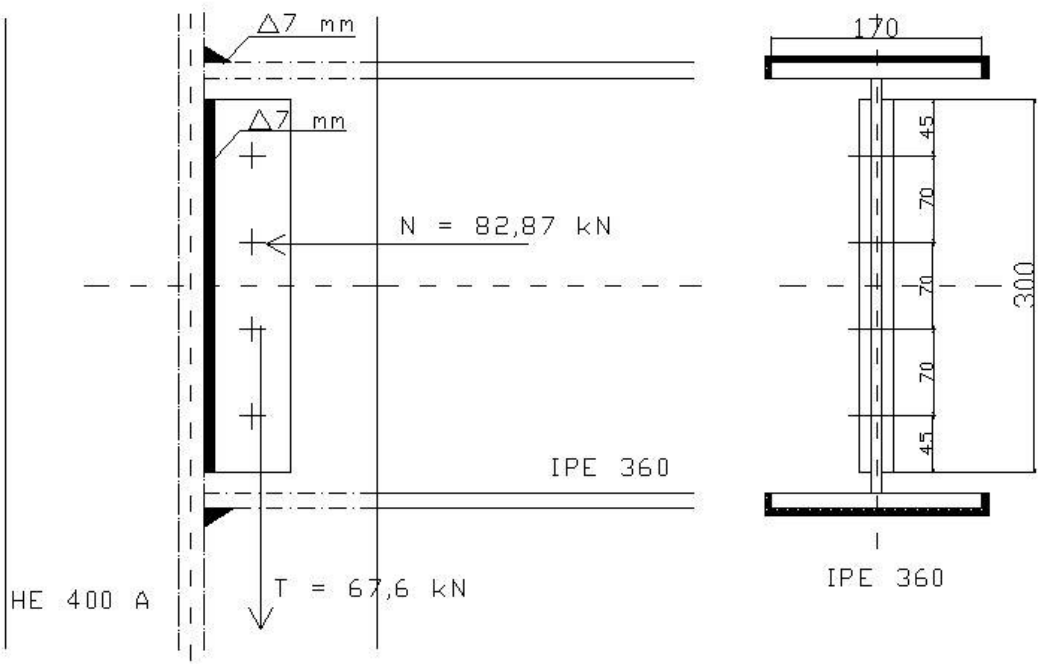
$2*2311*10^3(mm^3)*275\ (N/mm^2) \geq 1.1*1.1*2*2156*10^3(mm^3)*275\ (N/mm^2)$

$4622 \geq 4060$ koşul sağlanmaktadır.

Düşey sabit ve hareketli yüklerden dolayı mafsallı kolon – kiriş birleşimine etkiyen kiriş mesnet tepkileri

$T_{G+Q} = 67,6$ kN

$N_{G+Q} = 82,8$ kN



Şekil 4.16: A,B,C,D,E ve F Aksları Kolon – Kiriş Birleşim Detayı

Kaynak Hesabı:

Normal Kuvvet için Kaynak Alanı Hesabı

F_k = (2*170 + 2*(300-2*7))*7 = 6384 mm²

Kesme Kuvveti için Kaynak Alanı Hesabı

F_{kT} = 2*(300-2*7))*7 = 4004 mm²

Normal Kuvvet Durumunda Gerilme Hesabı

$$\sigma_K = \frac{N}{F_k} = \frac{82{,}87*10^3}{6384} = 12{,}98 \text{ N/mm}^2$$

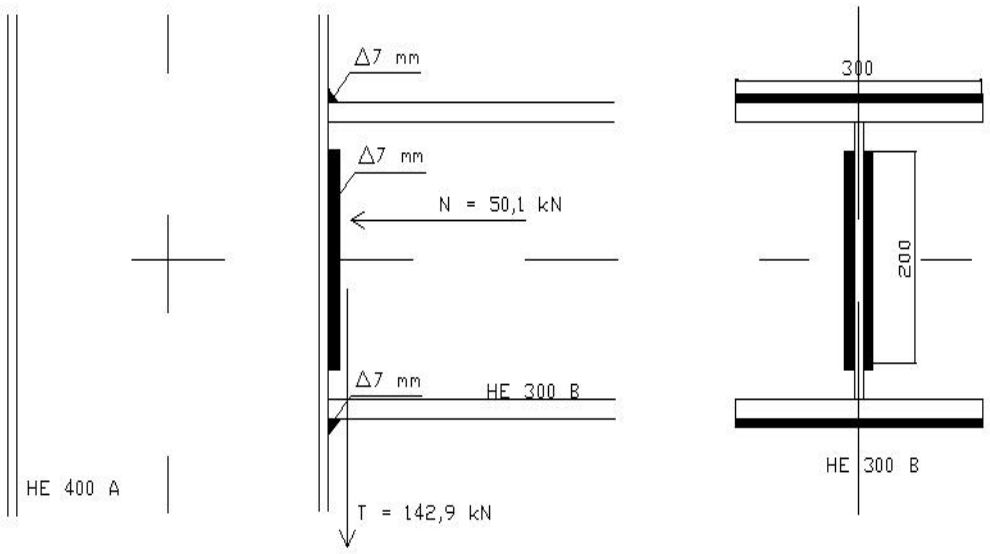
Kesme Kuvveti Durumunda Gerilme Hesabı

$$\tau_K = \frac{Q}{F_k} = \frac{67{,}6*10^3}{4004} = 16{,}83 \text{ N/mm}^2$$

Kesme Kuvveti ve Normal Kuvvetin Beraber Bulunması Durumunda Gerilme Hesabı

$\sigma_V = \sqrt{(\sigma_K{}^2 + \tau_K{}^2)} \leq \sigma_{vem}$

$\sigma_V = \sqrt{(12{,}98{}^2 + 16{,}83{}^2)} = 21{,}25 \text{ N/mm}^2 \leq 145{,}5 \text{ N/mm}^2$



Şekil 4.17: 2,3,4,5 Aksları Kolon – Kiriş Birleşim Detayı

Kaynak Hesabı:

Normal Kuvvet için Kaynak Alanı Hesabı

F_k = (2*286+ 2*(200-2*7))*7 = 6608 mm²

Kesme Kuvveti için Kaynak Alanı Hesabı

F_{kT} = 2*(200-2*7))*7 = 2604 mm²

Normal Kuvvet Durumunda Gerilme Hesabı

$$\sigma_K = \frac{N}{F_k} = \frac{50{,}10*10^3}{6608} = 7{,}58 \text{ N/mm}^2$$

Kesme Kuvveti Durumunda Gerilme Hesabı

$$\tau_K = \frac{Q}{F_k} = \frac{142{,}9*10^3}{2604} = 54{,}56 \text{ N/mm}^2$$

Kesme Kuvveti ve Normal Kuvvetin Beraber Bulunması Durumunda Gerilme Hesabı

$\sigma_V = \sqrt{(\sigma_K{}^2 + \tau_K{}^2)} \leq \sigma_{vem}$

$\sigma_V = \sqrt{(7{,}58^2 + 54{,}56^2)} = 55{,}08 \text{ N/mm}^2 \leq 145{,}5 \text{ N/mm}^2$

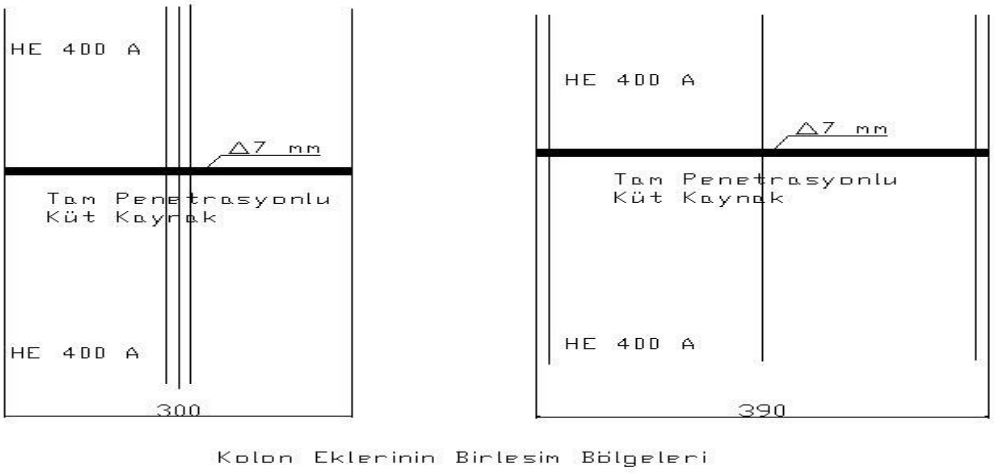
4.21 Kolon Ek Detayının Tasarımı

Yapının bütününde kolonlar HE 400 A olarak seçilmiştir.

Kolon eklerinin tasarımında DBYBHY, Madde 4.6.5 ve 4.3.5'e uygun tasarım yapılacaktır.

Kolon ekleri kolon serbest yüksekliğinin ortadaki 1/3'lük bölgesinde yapılacaktır.
Kolon eklerinin eğilme dayanımı eklenen elemanlardan küçüğünün eğilme kapasitesinin %50'sinden, kesme kuvveti dayanımı ise eklenen elemanlardan küçüğünün kesme kapasitesinden daha az olmayacaktır. Ayrıca 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin eksenel kuvvet taşıma güçleri Denklem (2.1a) ve Denklem (2.1b)'de verilen artırılmış deprem yüklerinden oluşan basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın) yeterli olacaktır. Ek elemanların hesabında, Denklem (2.2e)'de verilen kaynak ve bulon kapasiteleri kullanılacaktır.

Kolon ve Kiriş Ekleri, tam penetrasyonlu küt kaynaklı veya bulonlu olarak yapılan kolon ekleri, kolon-kiriş birleşim yerinden en az net kat yüksekliğinin 1/3'ü kadar uzakta olacaktır. Köşe kaynağı ile veya tam penetrasyonlu olmayan küt kaynakla yapılan eklerde bu uzaklık, ayrıca 1.20 m' den az olmayacaktır.
DBYBHY'de belirtilen bu şartlardan dolayı, +9,00 m. kotunda kolon ek detayı tam penetrasyonlu küt kaynak oluşturulacaktır.Kolon eleman gövde bölgesinde ve flanş bölgesinde a= 7 mm kalınlığında kaynak kullanılacaktır.



Şekil 4.18: Kolon Ek Detayının Tasarımı

4.22 Kolon Temel Bağlantı Detayının Tasarımı

Sistemin 3-A kolonunun temel bağlantı detayı DBYBHY, Madde 4.9'a uygun olarak tasarlanacaktır.

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

(a) Temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin $1.1D_a$ katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolon ve çaprazların eksenel yük kapasitelerinin $1.1D_a$ katından oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler.

(b) Denklem (2.1a) ve Denklem (2.1b)'de verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

Bağlantı detayının taşıma kapasitesinin hesabında, gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

Merkezi çelik çaprazlı perdelerden aktarılan büyük eksenel kuvvetlerin etkisinde olan detayda, en elverişsiz olan yüklemeler için elde edilen eksenel basınç ve çekme kuvvetleri ile detaya birleşen çaprazın eksenel basınç ve çekme kuvvetlerinin düşey bileşenleri toplamı için tahkik yapılacaktır.

Merkezi Çaprazlı Çerçeve için kolona eksenel basınç ve çekme kuvvetleri

N_{G+Q+2E} = - 661,53 kN - 480,81 kN – 2 * 990,35 kN = - 3123,04 kN

$N_{0,9G+2E}$ = 0,9 * (- 661,53 kN) + 2 * 990,35 kN = 1385,32 kN

değerlerini almaktadır.

Yukarda belirtilen yüklemeler için, detaya birleşen çaprazın eksenel basınç ve çekme kuvvetlerinin düşey ve yatay bileşenleri 45º açı için hesaplanacaktır.

V_{G+Q+2E} = (-105,41 kN – 76,79 – 2 * 451,45)*sin45 = - 767 kN

$V_{0,9G+2E}$ = (0,9*-105,41 kN + 2 * 401,2)*sin45 = 500,3 kN

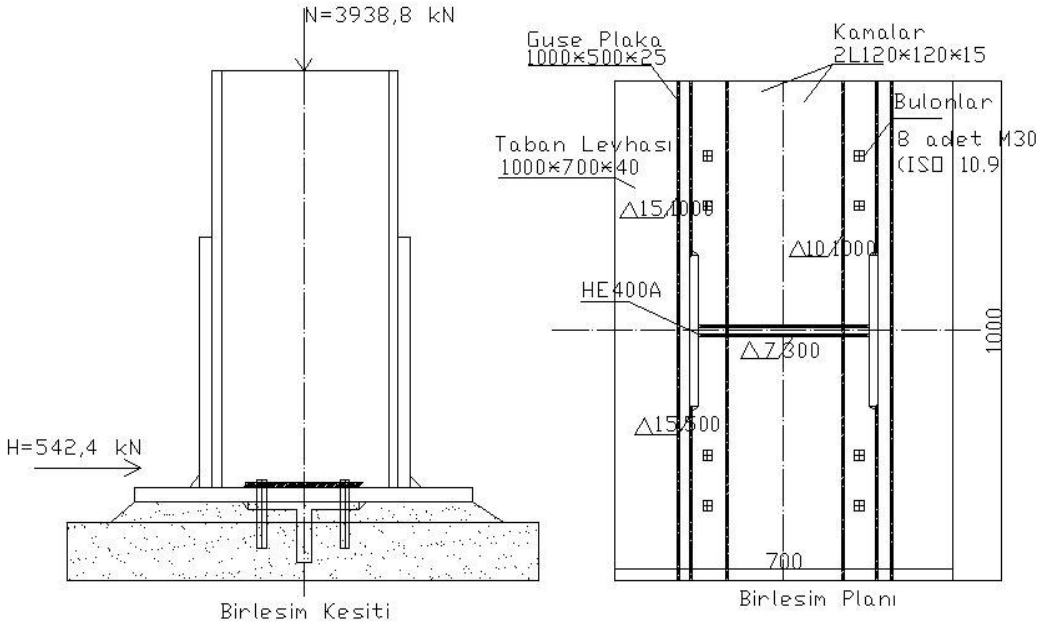
H_{G+Q+2E} = (-105,41 kN – 76,79 – 2 * 451,45)*cos45 = - 542,4 kN

$H_{0,9G+2E}$ = (0,9*-105,41 kN + 2 * 401,2)*cos45 = 353,76 kN

Temel bağlantısına etkiyen toplam basınç kuvveti

$\sum N_b$ = -3171,8 – 767 = - 3938,8 kN

Uygulanması öngörülen temel bağlantı detayının krokisi Şekilde verilmiştir.



Şekil 4.19: Temel Bağlantı Detayı

Taban levhasının boyutlarının belirlenmesi:

Kullanılan beton cinsi C 25 ve bu beton için beton basınç emniyet gerilmesi p_{em} = 7 N/mm²'dir. Taban levhası 1000*700*40 mm olarak seçilmiştir. Buna göre;

$\sum N_b$ = - 3938,8 kN için

$$p = \frac{N}{A*B} = \frac{3938,8*10^3}{1000*700} = 5,62 \text{ N/mm}^2 < 7 \text{ N/mm}^2$$

II–II kesitinde momentler hesaplanarak büyük momente göre gerilme tahkiki yapılır.

c : taban levhası ve berkitme levhasının orta noktası arasındaki mesafe (mm)

$$M_1 = \frac{p*c^2}{2} = \frac{5,62*140^2}{2} = 55076 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_2 = \frac{p*A*(A/4-c)}{2} = \frac{5,62*700*35}{2} = 68845 \text{ Nmm/mm}$$

M_{max} = 68845 Nmm/mm

$$W = \frac{t^2}{6} = \frac{40^2}{6} = 266,6 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{68845}{266,6} = 258,2 \text{ N/mm}^2 < 275 \text{ N/mm}^2$$

Bayrak levhasının yüksekliğinin hesaplanması; $a_1 = 15$ mm

$$h \geq \frac{N}{4*a_{1}*\tau_{kem}} + 2*a_1 = \frac{3938,8*10^3}{4*15*145,5} + 2*15 = 481 \text{ mm}$$

h = 500 mm seçildi, seçilen bayrak levhası boyutları 1000*500*25 mm'dir.

Bayrak levhalarını kolon profil başlıklarına birleştiren kaynak dikişlerinin tahkiki;

Kaynak dikişlerinde $a_1 = 15$ mm seçilmiştir.

$F_k = 4*15*(500-2*15) = 282 * 10^2$ mm²

$$\tau_k = \frac{N}{F_k} = \frac{3938,8*10^3}{282 * 10^2} = 139,6 \text{ N/mm}^2 < 145,5 \text{ N/mm}^2$$

I-I kesitinde kontroller:

Tarafsız eksenin yerinin belirlenmesi;

$$y = \frac{50* 5*29 + 4*70*2}{50*5+4*70} = 147 \text{ mm}$$

$I_x = 2*2,5*50^3/12 + 2*50*(29-14,7) + 4*70*(14,7-2)^2 = 117693,53 \text{ cm}^4$

Bayrak levhasının uç kesitinde gerilme,

$$M = \frac{p*A*c_B^{\,2}}{2} = \frac{5,62*700*350^2}{2} = 240,95 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}(h+t-y)}{I_x} = \frac{240957500*(500+40-147)}{117693,53*100^2} = 80,46 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{çem} = 165 \text{ N/mm}^2$$

Bayrak levhalarını tabana bağlayan kaynak kordonlarında gerilme,

Kaynak kalınlığı, $a_z = 15$ mm

$Q = p*A*c_B = 5,62 * 700 * 350 = 1376,9$ kN

Taban levhasının statik momenti

$S_x = A*t*(y-t/2) = 700*40*(147-20) = 3556 \text{ cm}^3$

$$\tau_k = \frac{Q * S_x}{I_x * 2a_z} = \frac{1376,9*10^3*3556*10^3}{117693,53*100^2*30} = 138,6 \text{ N/mm}^2 < \tau_{kem} = 145,5 \text{ N/mm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinde tahkik,

H= 542,4 kN, $a_3 = 7$ mm

$$\tau_k = \frac{H}{2a_3 * (l-2a_3)} = \frac{542,4*10^3}{2*7*(300-2*7)} = 135,46 \text{ N/mm}^2 < \tau_{kem} = 145,5 \text{ N/mm}^2$$

H kuvvetini betona aktaracak olan kamada kontroller:

Seçilen kama, 2L 120*120*15 kesitidir ve kama boyu 1000 mm.dir. Buna göre beton gerilmesi,

$$p=\frac{H}{l_k*(b_k-t)}=\frac{542,4*10^3}{1000*80}=6,78\ N/mm^2 < 7\ N/mm^2$$

2L 120*120*15 kamada kol kalınlığının tahkiki,

$$M=\frac{p*(b_k-t)^2}{2}=\frac{6,78*80^2}{2}=21696\ Nmm/mm$$

$$W=\frac{t^2}{6}=\frac{30^2}{6}=150\ mm^3/mm$$

$$\sigma=\frac{M}{W}=\frac{21696}{150}=144,6\ N/mm^2 < \sigma_{çem}=165\ N/mm^2$$

Kamayı taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü,

$a_4 = 10$ mm

$I_k = (l_k+2\ a_4)*(b_k+2\ a_4)^3/12 - l_k*\ b_k^3/12$

$I_k = (100+2*1)*(24+2*1)^3/12 - 100*24^3/12 = 34196\ cm^4$

$F_k = 4*\ b_k\ *\ a_4 = 4*1*12 = 48\ cm^2$

$$\tau_k=\frac{H}{F_k}=\frac{542,4*10^3}{48*10^2}=113\ N/mm^2 < 145,5\ N/mm^2$$

$$M=\frac{H*(b_{k+}t)}{2}=\frac{542,4*10^3\ *\ (120+40)}{2}=43392000\ Nmm/mm$$

$$\sigma_k=\frac{M\ (b_k/2+\ a_4)}{I_k}=\frac{43392000*\ 7}{34196*100^2}=5,86\ N/mm^2 < \sigma_{kem}=145,5\ N/mm^2$$

$\sigma_v = (\ \sigma_k^2 + \tau_k^2\ )^{1/2} = (5,63^2 + 113^2)^{1/2} = 113,1\ N/mm^2 \leq 145,5\ N/mm^2$

Temel bağlantı detayına etkiyen toplam çekme kuvveti,

$N_ç = 1385,32 + 500,3 = 1885,62$ kN

Sistemde 8 adet M30 (ISO 10.9) ankraj bulonu kullanılmıştır.

Ankraj bulonunun çekme kuvveti tahkiki,

$P = N_ç / 8 = 1885,62 / 8 = 235,70\ kN < 1,7*294 = 499,8\ kN = P_u$

5. SONUÇLAR

Bugüne kadar meydana gelmiş depremler sonucunda, mevcut merkezi çelik çaprazlı perdelerden oluşan yapılar üzerinde yapılan araştırmalarda ve laboratuar ortamında yapılan monolitik ve tekrarlı testlerin sonuçlarına dayanılarak, imalat ve inşaat aşamasında aşağıdaki önlemlerin alınmasının, yapının yatay yükler altındaki davranışına olumlu katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

Çelik yapı sistemlerinde, merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin kullanılması, deprem etkileri altında, basınç durumunda burkularak akmaya erişerek enerji yutulmasını sağlarken, çekme durumunda da akarak enerji tüketilmesi sağlanır. Böylece, kolon – kiriş birleşim bölgeleri hasardan korunur.

Deprem Yönetmeliğinde sunulan, merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin tasarım kuralları, çaprazların genel tasarımı manasında yeterli kuralları içermesine rağmen, çapraz elemanların, kolon-kiriş bağlantılarında ve kiriş ortası bağlantılarında yeterli tasarım kurallarını içermemektedir.

Bayrak levhalarının süneklikleri dikkate alınarak yapılan çalışmalar şu sonuçları ortaya koymuştur:

Bulonlu bayrak levhaları, net bölüm çatlaması önlendiği taktirde benzer kaynaklı bayrak levhalarından daha sünek bir özellik göstermektedir. Bunun sebebi bulonların kaymasından kaynaklanan ek sünekliktir.

Bir bayrak levhasının sünekliği önemli ölçüde ona bağlı bulunan çaprazların burkulma yönüne göre değişmektedir. Çapraz, bayrak levhasının düzlemi dışında burkulursa, bayrak levhasının, çaprazın son dönme istemiyle sünek bir şekilde uyum sağlaması için detaylandırılması gerekmektedir. Bu iş, çaprazı bayrak levhasının tekrar başlama köşesinden 2t uzaklığında bir mesafede sonlandırmayla yapılabilmektedir (Astaneh-Asl, 1982), (AISC, 1997). Şayet bağlantı elemanı bayrak levhasının düzleminde burkulursa, bayrak levhası hemen hemen elastik kalır ve bu tip bir sünek detaylandırmasına gerek kalmaz.

Bayrak levhasının burkulması sadece basınç kapasitesinde azalmaya neden olmaz; burkulma elastik biçimde gerçekleşmişse kırılmaya ve istenmeyen bir davranışa

sebebiyet verebilir. İşte bu sebeple, bayrak levhasının burkulma kapasitesinin çekme kapasitesinden %50 daha az olması durumunda bayrak levhası, daha büyük bir burkulma kapasitesinin geliştirmesi amacıyla rijitleştirilmelidir.

Bayrak levhasının kenar burkulması istenmeyen bir durumdur. Tekrarlı yükleme altındaki kenar burkulmasını kontrol etme amacıyla yönetmelikler tarafından sunulan şartlar kullanılmalıdır. Kriterlerin uygulanmaması durumunda, bayrak levhasının kenarının elastik olmayan büyük tekrarlı gerilme çevrimleri altında burkulması muhtemeldir. Kenar burkulmasını önlemek için, bayrak levhasının kenarı, köprü bayrak levhalarında sıkça uygulandığı gibi görece ufak bir köşebent veya plaka eklenerek sertleştirilebilir. Ayrıca yukarıdaki kriteri uygulamak amacıyla bayrak levhasının kalınlığı artırılabilmekte veya serbest kenarın uzunluğu azaltılabilmektedir.

KAYNAKLAR

[1] **Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik,** 2007, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.

[2] **TS-498**, 1997. Yapı Elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[3] **TS-648**, 1980. Çelik yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[4] **TS-3357**, 1979. Çelik yapılarda kaynaklı birleşimlerin hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[5] **Celep, Z. ve Kumbasar. N**., 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.

[6] **Odabaşı, Y.**, 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta Dağıtım, İstanbul.

[7] **Deren, H., Uzgider. E**. **ve Piroğlu. F,** 2004. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

[8] **Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik örnekler kitabı,** 2006, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.

[9] **AISC 1997, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**, *American Institute of Steel Construction*, Chicago

[10] **2000 IBC Structura / Seismic Desing Manual Volume 3: Steel and Concrete Building Desing Examples,** 2000, *International Building Code*, 31-49

[11] **Astaneh, Asl.,** 1998. Seismic Behavior and Design of Gusset Plates. California

[12] **Stephen, A. M. and Patxi, U.** 2003 Seismic Performance Assessment of Special Concentrically Braced Steel Frames, California, USA

[13] **Thornton, W.,** (1991), A cost comparison of some methods for design of bracing connections, in Connections in Steel Structures II, Proceedings, 2nd International Workshop on Connections in Steel Structures, Pittsburgh, April 10-12.

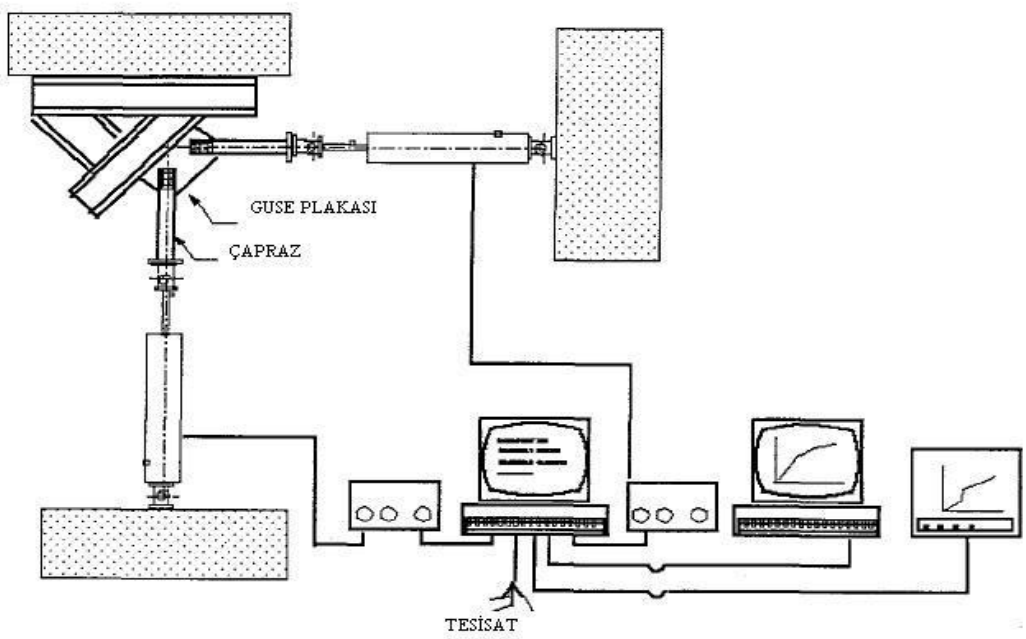
[14] **Whitmore, R. E.,** 1952, Experimental investigation of stresses in gusset plates, Bulletin No. 16, Engineering Experiment Station, Univ. of Tennessee, Knoxville, May.

EKLER

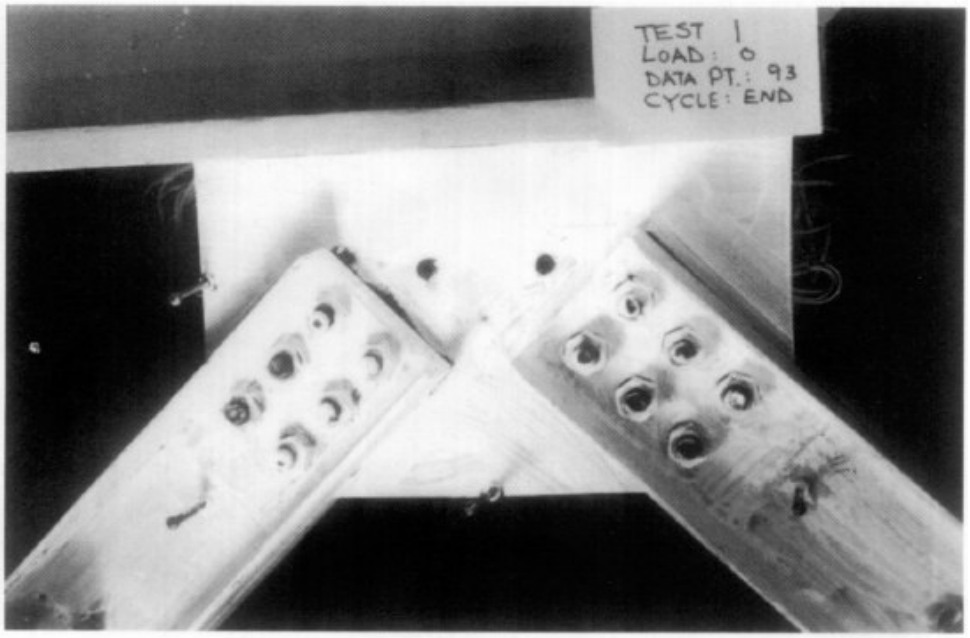
EK A : Tekrarlı yüklemeye test düzeneği ve numunelerinin deneyler sonundaki şekilleri (Astaneh-Asl, 1991)

EK B : Sistemin ön boyutlandırılmasında kullanılan yüklere ait tablo

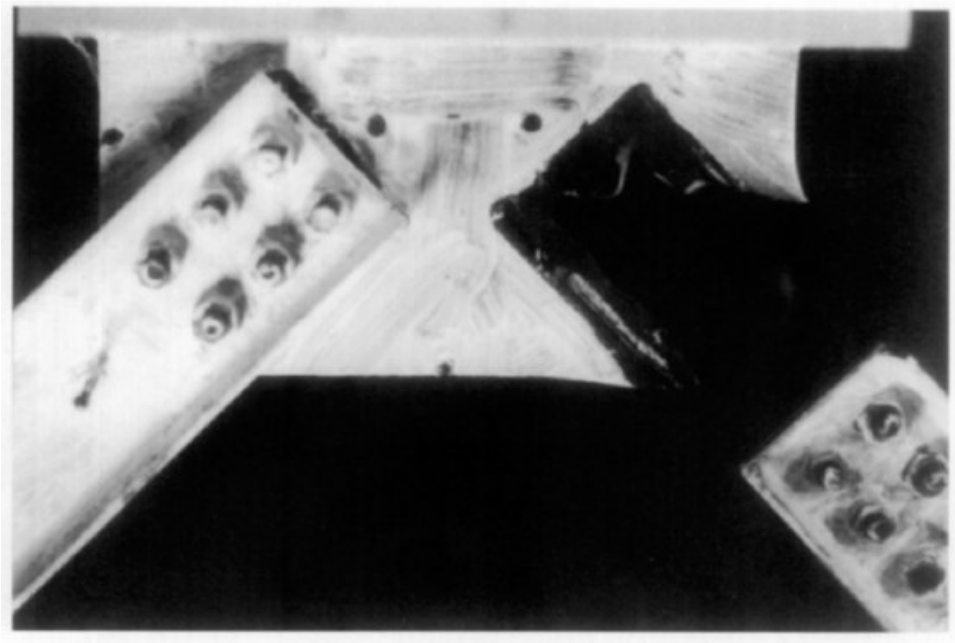
EK A



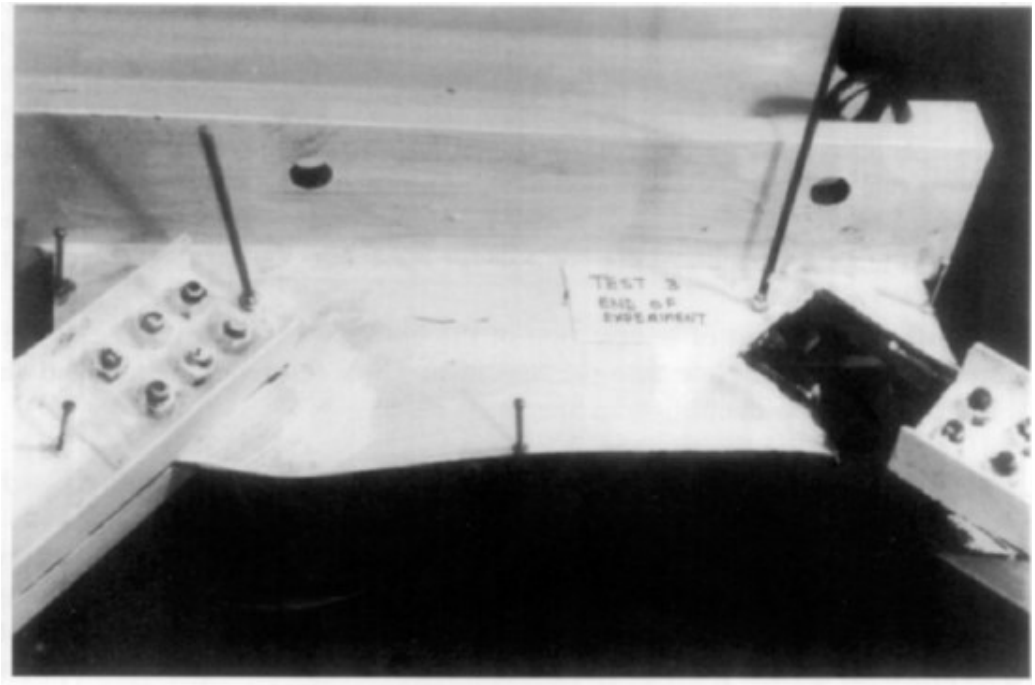
Şekil A.1: Bayrak Levhalarının Test Edilmesinde Kullanılan Test Düzeneği



Şekil A.2: Tekrarlı Testlerin Sonunda Numune 1



Şekil A.3: Tekrarlı Testlerin Sonunda Numune 2



Şekil A.4: Tekrarlı Testlerin Sonunda Numune 3

EK B

Tablo B.1: Katlardaki Kolonlara Gelen Yaklaşık Yükler

Kat	Kolon	Kattan Gelen Yükler (kN)	Üst Kat Yükü (kN)	Toplam Yük (kN)	Artırılmış Yük (kN)
5	**501**	87,025	0	87,025	96,69
	502	162,05	0	162,05	180,06
	503	162,05	0	162,05	180,06
	504	162,05	0	162,05	180,06
	505	162,05	0	162,05	180,06
	506	87,025	0	87,025	96,69
	507	160,05	0	160,05	177,83
	508	296,1	0	296,1	329,00
	509	296,1	0	296,1	329,00
	510	296,1	0	296,1	329,00
	511	296,1	0	296,1	329,00
	512	160,05	0	160,05	177,83
	513	160,05	0	160,05	177,83
	514	296,1	0	296,1	329,00
	515	296,1	0	296,1	329,00
	516	296,1	0	296,1	329,00
	517	296,1	0	296,1	329,00
	518	160,05	0	160,05	177,83
	519	160,05	0	160,05	177,83
	520	296,1	0	296,1	329,00
	521	296,1	0	296,1	329,00
	522	296,1	0	296,1	329,00
	523	296,1	0	296,1	329,00
	524	160,05	0	160,05	177,83
	525	160,05	0	160,05	177,83
	526	296,1	0	296,1	329,00
	527	296,1	0	296,1	329,00
	528	296,1	0	296,1	329,00
	529	296,1	0	296,1	329,00
	530	160,05	0	160,05	177,83
	531	87,025	0	87,025	96,69
	532	162,05	0	162,05	180,06
	533	162,05	0	162,05	180,06
	534	162,05	0	162,05	180,06
	535	162,05	0	162,05	180,06
	536	87,025	0	87,025	96,69

	401	156,2	87,025	243,225	270,25
	402	236,9	162,05	398,95	443,28
	403	236,9	162,05	398,95	443,28
	404	236,9	162,05	398,95	443,28
	405	236,9	162,05	398,95	443,28
	406	156,2	87,025	243,225	270,25
	407	228,9	160,05	388,95	432,17
	408	425,8	296,1	721,9	802,11
	409	425,8	296,1	721,9	802,11
	410	425,8	296,1	721,9	802,11
	411	425,8	296,1	721,9	802,11
	412	228,9	160,05	388,95	432,17
	413	228,9	160,05	388,95	432,17
	414	425,8	296,1	721,9	802,11
	415	425,8	296,1	721,9	802,11
	416	425,8	296,1	721,9	802,11
	417	425,8	296,1	721,9	802,11
4	**418**	228,9	160,05	388,95	432,17
	419	228,9	160,05	388,95	432,17
	420	425,8	296,1	721,9	802,11
	421	425,8	296,1	721,9	802,11
	422	425,8	296,1	721,9	802,11
	423	425,8	296,1	721,9	802,11
	424	228,9	160,05	388,95	432,17
	425	228,9	160,05	388,95	432,17
	426	425,8	296,1	721,9	802,11
	427	425,8	296,1	721,9	802,11
	428	425,8	296,1	721,9	802,11
	429	425,8	296,1	721,9	802,11
	430	228,9	160,05	388,95	432,17
	431	156,2	87,025	243,225	270,25
	432	236,9	162,05	398,95	443,28
	433	236,9	162,05	398,95	443,28
	434	236,9	162,05	398,95	443,28
	435	236,9	162,05	398,95	443,28
	436	156,2	87,025	243,225	270,25
3	**301**	156,2	243,225	399,425	443,81
	302	236,9	398,95	635,85	706,50
	303	236,9	398,95	635,85	706,50
	304	236,9	398,95	635,85	706,50
	305	236,9	398,95	635,85	706,50
	306	156,2	243,225	399,425	443,81
	307	228,9	388,95	617,85	686,50
	308	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	309	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	310	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	311	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	312	228,9	388,95	617,85	686,50
	313	228,9	388,95	617,85	686,50
	314	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	315	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	316	425,8	721,9	1147,7	1275,22

	317	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	318	228,9	388,95	617,85	686,50
	319	228,9	388,95	617,85	686,50
	320	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	321	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	322	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	323	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	324	228,9	388,95	617,85	686,50
	325	228,9	388,95	617,85	686,50
	326	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	327	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	328	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	329	425,8	721,9	1147,7	1275,22
	330	228,9	388,95	617,85	686,50
	331	156,2	243,225	399,425	443,81
	332	236,9	398,95	635,85	706,50
	333	236,9	398,95	635,85	706,50
	334	236,9	398,95	635,85	706,50
	335	236,9	398,95	635,85	706,50
	336	156,2	243,225	399,425	443,81
	201	156,2	399,425	555,625	617,36
2	**202**	236,9	635,85	872,75	969,72
	203	236,9	635,85	872,75	969,72
	204	236,9	635,85	872,75	969,72
	205	236,9	635,85	872,75	969,72
	206	156,2	399,425	555,625	617,36
	207	228,9	617,85	846,75	940,83
	208	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	209	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	210	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	211	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	212	228,9	617,85	846,75	940,83
	213	228,9	617,85	846,75	940,83
	214	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	215	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	216	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	217	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	218	228,9	617,85	846,75	940,83
	219	228,9	617,85	846,75	940,83
	220	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	221	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	222	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	223	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	224	228,9	617,85	846,75	940,83
	225	228,9	617,85	846,75	940,83
	226	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	227	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	228	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	229	425,8	1147,7	1573,5	1748,33
	230	228,9	617,85	846,75	940,83
	231	156,2	399,425	555,625	617,36
	232	236,9	635,85	872,75	969,72

	233	236,9	635,85	872,75	969,72
	234	236,9	635,85	872,75	969,72
	235	236,9	635,85	872,75	969,72
	236	156,2	399,425	555,625	617,36
	101	156,2	555,625	711,825	790,92
	102	236,9	872,75	1109,65	1232,94
1	**103**	236,9	872,75	1109,65	1232,94
	104	236,9	872,75	1109,65	1232,94
	105	236,9	872,75	1109,65	1232,94
	106	156,2	555,625	711,825	790,92
	107	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	108	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	109	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	110	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	111	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	112	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	113	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	114	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	115	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	116	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	117	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	118	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	119	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	120	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	121	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	122	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	123	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	124	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	125	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	126	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	127	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	128	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	129	425,8	1573,5	1999,3	2221,44
	130	228,9	846,75	1075,65	1195,17
	131	156,2	555,625	711,825	790,92
	132	236,9	872,75	1109,65	1232,94
	133	236,9	872,75	1109,65	1232,94
	134	236,9	872,75	1109,65	1232,94
	135	236,9	872,75	1109,65	1232,94
	136	156,2	555,625	711,825	790,92

ÖZGEÇMİŞ

1981 yılında, Kayseri'de doğdu. 1999 yılında, Kayseri Fen Lisesinde mezun oldu. 2004 yılında, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümünü bitirdikten sonra İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı, İnşaat Mühendisliği Bölümü bünyesindeki, Yapı Mühendisliği yüksek lisans programında lisansüstü eğitime başladı.