

**2006 DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK BİNALAR
HAKKINDA YÖNETMELİK'İN ÇELİK BİNALAR İLE İLGİLİ
BÖLÜMÜNÜN DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Recep AYDIN
(501051108)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Aralık 2006

Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Ocak 2007

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Nesrin YARDIMCI

Diğer Jüri Üyeleri : Doç.Dr. Cavidan YORGUN (İ.T.Ü)

Prof.Dr. Gülay ALTAY (B.Ü)

OCAK 2007

ÖNSÖZ

İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mühendisliği yüksek lisans programı kapsamında hazırlanan bu yüksek lisans tezinde; DBYBHY 2006'nın çelik binalar ile ilgili bölümü incelenmiş, AISC SPSSB 2002-2005 ve FEMA 350 ile olan benzer ve farklı yönlerine değinilmiş, gerekli görülen yerlerde kişisel fikirlere yer verilerek değışmesi öngörülen koşullar belirlenmiş ve bir adet proje uygulaması yapılmıştır.

Çalışmalarım sırasında değerli fikirlerinden yararlandığım, hoşgörölü yaklaşımı ile bana her zaman destek olan, bilgi ve tecrübesiyle yol gösteren, tez danışmanım, değerli hocam Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI'ya, yönetmelikle ilgili bütün sorularımı yanıtlayan, en yoğun olduğu zamanlarda bile bana zaman ayıran, tezimin hazırlanmasında büyük katkı sağlayan değerli hocam Prof. Dr. Erkan ÖZER'e, deneyimi ve bilgisi ile bana lisans ve yüksek lisans öğrenimim boyunca sürekli yol göstererek, her zaman yanımda olup, beni destekleyen ağabeyim İnş. Yük. Müh. Bülent AYDIN'a en içten teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Ocak, 2007

Recep AYDIN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vii
TABLO LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xiii
SUMMARY	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Genel Bilgi	1
1.2. Konu ve İlgili Çalışmalar	1
2. DBYBHY 2006'DA VERİLEN ÇELİK BİNALAR İÇİN DEPREME DAYANIKLI TASARIM KURALLARI	3
2.1. Kapsam	3
2.2. Genel Kurallar	4
2.2.1. Çelik Taşıyıcı Sistemlerin Sınıflandırılması	4
2.2.2. İlgili Standartlar	5
2.2.3. Malzeme Koşulları ve Emniyet Gerilmeleri	6
2.2.4. Arttırılmış Deprem Etkileri	11
2.2.5. İç Kuvvet Kapasiteleri ve Gerilme Sınır Değerleri	12
2.3. Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler	13
2.3.1. Enkesit koşulları	13
2.3.2. Kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu	13
2.3.3. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu	21
2.3.4. Kiriş - kolon birleşim bölgeleri	22
2.3.5. Kolon ve kiriş ekleri	28
2.3.6. Kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi	30
2.4. Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler	31
2.4.1. Enkesit koşulları	31
2.4.2. Kiriş - kolon birleşim bölgeleri	32
2.4.3. Kiriş ve kolon ekleri	33
2.4.4. Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi	33
2.5. Merkezi ve Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler	34
2.6. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler	35
2.6.1. Enkesit koşulları	35
2.6.2. Yatay yüklerin dağılımı	36

2.6.3. Çaprazların birleşimleri	37
2.6.4. Özel çapraz düzenleri için ek koşullar	38
2.6.5. Kolon ekleri	38
2.7. Süneklik Düzeyi Normal Merkezi ÇelikÇaprazlı Perdeler	39
2.7.1. Enkesit koşulları	39
2.7.2. Çaprazların birleşimleri	40
2.7.3. Özel çapraz düzenleri için ek koşullar	41
2.8. Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler	41
2.8.1. Enkesit koşulları	41
2.8.2. Bağ kirişleri	42
2.8.3. Bağ kirişinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi	44
2.8.4. Bağ kirişinin dönme açısı	45
2.8.5. Rijitlik (berkitme) levhaları	47
2.8.6. Çaprazlar, kat kirişleri ve kolonlar	49
2.8.7. Çapraz - bağ kirişi birleşimi	51
2.8.8. Bağ kirişi - kolon birleşimi	51
2.8.9. Bağ kirişi - kolon birleşimi	53
2.9. Temel Bağlantı Detayları	53
3. ÇERÇEVELERDE KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİM DETAYLARI	54
3.1. Kapsam ve Genel Hususlar	54
3.2. Kiriş - Kolon Birleşim Detayları	54
3.2.1. Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı	54
3.2.1.1. FEMA 350'ye Göre Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı Hesap Adımları	57
3.2.2. Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı	61
3.2.2.1. FEMA 350'ye Göre Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı Hesap Adımları	64
3.2.3. Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı	67
3.2.3.1. FEMA 350'ye Göre Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı Hesap Adımları	70
3.2.4. Kaynaklı Birleşim Detayı	73
3.2.4.1. FEMA 350'ye Göre Kaynaklı Kiriş - Kolon Birleşim Birleşim Detayı Hesap Adımları	75
3.2.5. Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı	76
3.2.5.1. FEMA 350'ye Göre Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı Hesap Adımları	78
3.2.6. Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı	80
3.2.6.1. FEMA 350'ye Göre Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı Hesap Adımları	82

4. BİR DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVE BİR DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN 5 KATLI ÇELİK BİNA	84
4.1. Sistem	84
4.2. Yükler	86
4.2.1. Düşey yükler	86
4.2.1.1. Çatı döşemesi	86
4.2.1.2. Ara kat döşemeleri	87
4.2.1.3. Cephe zati yükleri	87
4.2.1.4. Dış duvar yükleri	87
4.2.2. Rüzgar yükleri	87
4.2.3. Deprem karakterisleri ve yükleri	88
4.3. Yük Analizi	89
4.3.1. Düşey yükler	89
4.3.1.1. Çatı katı yükleri	89
4.3.1.2. Ara kat yükleri	89
4.3.2. Yatay yükler	90
4.3.2.1. Deprem yükleri	90
4.3.2.2. Deprem yüklerinin etkime noktaları	91
4.3.2.3. Rüzgar yükleri	92
4.3.3. Yük birleşimleri	92
4.3.3.1. Arttırılmış deprem yükü halinde yük birleşimleri	93
4.4. Sistem Analizi	94
4.4.1. Görelî kat ötelenmelerinin kontrolü	94
4.4.1.1. Süneklik düzeyi yüksek çerçeve doğrultusu	94
4.4.1.2. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusu	95
4.4.2. Bağ kirişi dönme açılarının kontrolü	95
4.5. Sistem Elemanlarının Boyutlandırılması	96
4.5.1. İkincil döşeme kirişlerinin boyutlandırılması	98
4.5.2. Ana çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması	96
4.5.3. (2 ve 3) Aksı kirişlerinin boyutlandırılması	99
4.5.4. Çaprazların bağlandığı kirişlerin boyutlandırılması	99
4.5.4.1. Bağ kirişi boyunun kontrolü	102
4.5.4.2. Bağ kirişinin tasarım kesme kuvvetinin kontrolü	102
4.5.4.3. Bağ kirişleri dönme açılarının kontrolü	104
4.5.4.4. Bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları	105
4.5.4.5. Kat kirişlerinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün kontrolü	107
4.5.5. Çaprazların boyutlandırılması	109
4.5.6. Kolonların boyutlandırılması	116

4.5.7. Taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit profilleri	118
4.6. Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerde Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolleri	119
4.7. Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinin Tasarımı	125
4.7.1. Moment aktaran kolon - kiriş Birleşimi	125
4.7.1.1. Moment aktaran kolon - kiriş birleşimi (FEMA 350'ye göre tasarım)	125
4.7.1.2. Moment aktaran kolon - kiriş birleşimi (DBYBHY 2006'ya göre tasarım)	130
4.8. Kolonların Temel Bağlantı Detayının Tasarımı	133
4.9. Çapraz - Kiriş Birleşim Detayının Tasarımı	137
4.9.1. Çapraz birleşim detayının kapasite kontrolü	141
5.SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME	143
KAYNAKLAR	143
YARARLANILAN DİĞER KAYNAKLAR	148
ÖZGEÇMİŞ	149

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
AISC	: American Institute of Steel Construction
SPSSB	: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
SSSB	: Specifications for Structural Steel Buildings
AWS	: American Welding Society
LRFD	: Load Factor Resistance Design
ASD	: Allowable Stress Design
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
TS 648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS 498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 : DBYBHY 2006’da D_a arttırma katsayıları	9
Tablo 2.2 : AISC SPSSB 2002’de R_y arttırma katsayıları	10
Tablo 2.3 : AISC SPSSB 2005’de R_y arttırma katsayıları	10
Tablo 2.4 : DBYBHY 2006’da büyütme katsayıları	11
Tablo 2.5 : AISC SPSSB 2002’de büyütme katsayıları	11
Tablo 2.6 : DBYBHY 2006’da enkesit koşulları	17
Tablo 2.7 : AISC SPSSB 2002’de enkesit koşulları	18
Tablo 2.8 : AISC SPSSB 2005’de enkesit koşulları	19
Tablo 3.1 : DBYBHY 2006’ya göre alın levhalı bulonlu kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	55
Tablo 3.2 : FEMA 350’ye göre alın levhalı bulonlu kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	56
Tablo 3.3 : DBYBHY 2006’ya göre takviyeli alın levhalı bulonlu kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	62
Tablo 3.4 : FEMA 350’ye göre takviyeli alın levhalı bulonlu kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	63
Tablo 3.5 : DBYBHY 2006’ya göre alın levhasız bulonlu kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	68
Tablo 3.6 : FEMA 350’ye göre alın levhasız bulonlu kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	69
Tablo 3.7 : DBYBHY 2006’ya göre kaynaklı kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	74
Tablo 3.8 : FEMA 350’ye göre kaynaklı kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	75
Tablo 3.9 : DBYBHY 2006’ya göre ek başlık levhalı kaynaklı kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	77
Tablo 3.10 : FEMA 350’ye göre ek başlık levhalı kaynaklı kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	78
Tablo 3.11 : DBYBHY 2006’ya göre zayıflatılmış kirişi enkesiti kaynaklı kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	80
Tablo 3.12 : FEMA 350’ye göre zayıflatılmış kirişi enkesiti kaynaklı kiriş - kolon birleşim detayının uygulama sınırları	81
Tablo 4.1 : Rüzgar basınç değerleri	87
Tablo 4.2 : Yapı kat ağırlıkları	89
Tablo 4.3 : Çerçeve doğrultusu deprem yükleri	90
Tablo 4.4 : Dışmerkez çelik çaprazlı perde doğrultusu deprem yükleri	91
Tablo 4.5 : Çerçeve doğrultusu kat ötelenmeleri	94
Tablo 4.6 : Dışmerkez çaprazlı perde doğrultusu kat ötelenmeleri	95
Tablo 4.7 : Bağ kirişleri dönme açıları	95
Tablo 4.8 : Taşıyıcı sistem elemanları	119

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 2.1 : Kolon-kiriş birleşim bölgesi momentleri	14
Şekil 2.2 : Kayma bölgesi	23
Şekil 2.3 : (2.17) Formülünün çıkarılışı	24
Şekil 2.4 : Takviye levhaları.....	26
Şekil 2.5 : k-Bölgesi	26
Şekil 2.6 : Merkezi çaprazlı perdeler	34
Şekil 2.7 : Dışmerkez çaprazlı perdeler.....	35
Şekil 2.8 : Çeşitli bağ kirişi teşkilleri için dönme açıları	46
Şekil 2.9 : Çapraz-bağ kirişi birleşimi ve rijitlik levhaları	47
Şekil 2.10 : Bağ kirişi-kolon birleşimi ve rijitlik levhaları.....	52
Şekil 3.1 : Alın levhali bulonlu birleşim detayı	55
Şekil 3.2 : M_p ve V_p kuvvetleri	57
Şekil 3.3 : M_f ve M_c kuvvetleri	57
Şekil 3.4 : Alın levhali bulonlu birleşim detayı alın plakası geometrisi ..	58
Şekil 3.5 : c uzunluğu	60
Şekil 3.6 : k uzunluğu.....	61
Şekil 3.7 : Takviyeli alın levhali bulonlu birleşim detayı	62
Şekil 3.8 : Takviyeli alın levhali bulonlu birleşim detayı alın plakası geometrisi	65
Şekil 3.9 : Alın levhasız bulonlu birleşim detayı	67
Şekil 3.10 : Alın levhasız bulonlu birleşim detayı başlık plakası geometrisi	70
Şekil 3.11 : Kaynaklı birleşim detayı	74
Şekil 3.12 : Ek başlık levhali kaynaklı birleşim detayı	77
Şekil 3.13 : Zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı	80
Şekil 3.14 : Zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı başlık geometrisi.....	82
Şekil 4.1 : Genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli	84
Şekil 4.2 : Normal kat sistem planı	85
Şekil 4.3 : Tipik sistem enkesiti (1 aksı çerçevesi)	86
Şekil 4.4 : Tipik sistem enkesiti (A aksı çerçevesi)	88
Şekil 4.5 : Kolon ve kiriş uç moment kapasiteleri	119
Şekil 4.6 : Alın levhali bulonlu moment aktaran kolon - kiriş birleşim detayı.....	126
Şekil 4.7 : Alın levhasız bulonlu moment aktaran kolon - kiriş birleşim detayı.....	131
Şekil 4.8 : Kolon temel bağlantı detayı	134
Şekil 4.9 : Çapraz eleman - kiriş birleşim detayı.....	138
Şekil 4.10 : Çapraz eleman bağlantı plakası geometrisi	138

SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı
A_k	: Kesme alanı
A_{net}	: Net enkesit alanı
b	: Genişlik
b_{cf}	: Kolon kesitinin başlık genişliği
b_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık genişliği
D	: Dairesel halka kesitlerde dış çap
D_a	: Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_b	: Kiriş enkesit yüksekliği
d_c	: Kolon enkesit yüksekliği
E	: Deprem yükü simgesi
E_s	: Yapı çeliği elastisite modülü
e	: Bağ kirişi boyu
G	: Sabit yük simgesi
H_{ort}	: Düğüm Noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin ortalaması
h	: Gövde levhası yüksekliği
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
l_b	: Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
l_n	: Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki noktalar arasındaki uzaklık
M_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
M_{pa}	: Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j'de hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi
M_{pn}	: İndirgenmiş moment kapasitesi
M_{pü}	: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{vi}	: Kirişin sol ucu i'deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
M_{vj}	: Kirişin sağ ucu j'deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
N_{bp}	: Eksenel basınç kapasitesi
N_{çp}	: Eksenel çekme kapasitesi
N_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
Q	: Hareketli yük simgesi
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
r_y	: Kiriş başlığının ve gövdenin 1/5' inin yanal doğrultudaki atalet yarıçapı
t	: Kalınlık
t_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık kalınlığı
t_{cf}	: Kolon kesitinin başlık kalınlığı
t_{min}	: Kayma bölgesindeki en küçük levha kalınlığı
t_p	: Takviye levhaları dahil olmak üzere, kayma bölgesindeki toplam levha kalınlığı
t_t	: Takviye levhası kalınlığı
t_w	: Gövde kalınlığı
u	: Kayma bölgesi çevresinin uzunluğu

V_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy}	: Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit giriş kesme kuvveti
V_e	: Kolon-kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_{ke}	: Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_{ik}	: Çerçevesel veya perdeli-çerçevesel sistemlerin çerçevelerinde, binanın i'inci katındaki tüm kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda DBYYHY Bölüm 2'ye göre hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı
V_{is}	: Çerçevesel veya perdeli-çerçevesel sistemlerin çerçevelerinde, binanın i'inci katında Denk.4.3'ün hem alttaki hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda DBYYHY Bölüm 2'ye göre hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı
V_p	: Kesme kuvveti kapasitesi
V_{pn}	: İndirgenmiş kesme kuvveti kapasitesi
W_p	: Plastik mukavemet momenti
α_i	: Herhangi bir i'inci katta hesaplanan V_{is} / V_{ik} oranı
Δ_i	: Binanın i'inci katındaki görelî kat öteleme
γ_p	: Bağ girişi dönme açısı
Ω_0	: Büyütme katsayısı
σ_a	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{bem}	: Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç emniyet
σ_{em}	: Emniyet gerilmesi
θ_p	: Görelî kat öteleme açısı
W_{EQ}	: Yapının sabit yüklerinin ve hareketli yük katılım katsayısıyla çarpılmış hareketli yüklerinin toplamı
V_t	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)
$A(T)$	: Spektral İvme Katsayısı
$S(T)$	: Spektrum Katsayısı
ΔF_N	: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yüğü
F_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yüğü
E_x	: x doğrultusundaki deprem yüğü simgesi
E_{x1}	: x doğrultusundaki deprem yüğü simgesi (+ 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
E_{x2}	: x doğrultusundaki deprem yüğü simgesi (- 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
E_y	: y doğrultusundaki deprem yüğü simgesi
E_{y1}	: y doğrultusundaki deprem yüğü simgesi (+ 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
E_{y2}	: y doğrultusundaki deprem yüğü simgesi (- 0.05 ek dış merkezlik etkisi içeren)
W_x	: x doğrultusundaki rüzgar yüğü
W_y	: y doğrultusundaki rüzgar yüğü
δ	: Kirişte meydana gelen sehim
I_x	: Kuvvetli eksen atalet momenti
I_y	: Zayıf eksen atalet momenti

W_x	: Kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti
W_y	: Zayıf eksen elastik mukavemet momenti
σ_{eb}	: Yalnız eksenel basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme
σ_{bem}	: Yalnız eksenel basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi
σ_{bx}	: Yalnız M_x eğilme momenti etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmeleri
σ_{by}	: Yalnız M_y eğilme momenti etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmeleri
σ_{Bx}	: Yalnız M_x eğilme momenti etkisi altında uygulanacak (eğilme-basınç) başlığı için emniyet gerilmesi
σ_{By}	: Yalnız M_y eğilme momenti etkisi altında uygulanacak (eğilme-basınç) başlığı için emniyet gerilmesi
C_{mx}	: M_x moment diyagramını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini gözönünde tutan katsayı
C_{my}	: M_y moment diyagramını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini gözönünde tutan katsayı
σ_{ex}'	: (x - x) asal eksen etrafındaki burkulma için hesaplanan ve 'Euler Gerilmesi'nde türetilen gerilme
σ_{ey}'	: (y - y) asal eksen etrafındaki burkulma için hesaplanan ve 'Euler Gerilmesi'nde türetilen gerilme
C_b	: Çubuğun moment düzlemine dik düzlem içinde tutulan ve eğilme momenti diyagramının şekline göre tablodan alınan(hesaplanan) katsayı
λ_x	: Kuvvetli eksene göre basınç çubuğunun narinliği
λ_y	: Zayıf eksene göre basınç çubuğunun narinliği
i_x	: Kuvvetli eksen atalet yarıçapı
i_y	: Zayıf eksen atalet yarıçapı
$V_{pl,bağ}$	: Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan kesme kuvveti

2006 DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK BİNALAR HAKKINDA YÖNETMELİK'İN ÇELİK BİNALAR İLE BÖLÜMÜNÜN DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmanın temel amacı, DBYBHY 2006 Taslağı'nın 4. Bölümü olan 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' kısmının irdelenmesi, AISC SPSSB 2002, AISC SPSSB 2005 ve FEMA 350 yönetmelikleriyle olan benzer ve farklı yönlerinin ortaya konularak gerekli görülen yerlerde kişisel fikirlerin belirtilmesidir.

Birinci bölümde, genel bilgiler, yapılan çalışmalar, bu çalışmaların amacından bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, DBYBHY 2006'nın dördüncü bölümü olarak verilen, 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' bölümünün, kapsam, genel kurallar, süneklik düzeyi yüksek ve normal çerçeveler, merkezi ve dışmerkez çelik çaprazlı perdeler ve temel bağlantı detaylarına ilişkin kurallar kısımlarına yer verilerek, gerekli görülen koşulların altına o koşulla ilgili olarak AISC 2002, AISC 2005 ve FEMA 350'de verilen koşullar ve kişisel fikirler yazılarak bir bütünlük içinde karşılaştırma yapılması sağlanmıştır.

Üçüncü bölümde, DBYBHY 2006'nın dördüncü bölümü olarak verilen, 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' bölümünün, moment aktaran çerçevelerde kiriş-kolon birleşim detayları kısmına yer verilerek, verilen detaylarla ilgili olarak FEMA 350'de verilen sınırlanmalar ve hesap yöntemlerinden bahsedilmiştir.

Dördüncü bölümde, DBYBHY 2006 gözönüne alınarak, gerekli yerlerde düzeltmeleri yapıp, 5 katlı, 3×3 açıklıklı, bir doğrultusu süneklik düzeyi yüksek çerçevelerle, diğer doğrultusu süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerle teşkil edilmiş bir yapı sisteminin analizleri yapılmıştır. Binanın yapısal analizleri ETABS bilgisayar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Son bölümde ise yapılan çalışmalar ve amacı değerlendirilip, DBYBHY 2006 ile ilgili düşüncelere yer verilmiştir.

EVALUATING THE CHAPTER RELATED TO THE STEEL BUILDINGS IN 2006 DESIGN SPECIFICATIONS FOR BUILDINGS IN EARTHQUAKE REGIONS

SUMMARY

The main purpose of this study, which is presented as a M.Sc thesis, is to investigate the Earthquake Resistant Design Codes for Steel Buildings which is the fourth chapter of Design Specifications for Building in Earthquake Regions 2006, to find out the similar and different sides with AISC SPSSB 2002, AISC SPSSB 2005 and FEMA 350 specifications and to express personal opinions in necessary sections.

In the first chapter, general informations, studies which are done and the purpose of these studies are discussed.

In the second chapter, related to the rules about scope of the part, general rules, ordinary and special moment frames, concentrically and eccentrically braced frames and foundation connection details parts of the Earthquake Resistant Design Codes for Steel Buildings which is in Design Specifications for Building in Earthquake Regions 2006, are determined; provisions related to some necessary conditions given in AISC SPSSB 2002, AISC SPSSB 2005 and FEMA 350 also personal opinions are written and comparisons have been done entirely.

In the third chapter, beam to column connection details in moment frames part of Earthquake Resistant Design Codes for Steel Buildings are determined, also restrictions and calculation methods in FEMA 350, related to the given details are discussed.

In the fourth chapter, considering Design Specifications for Building in Earthquake Regions 2006, with making some corrections in necessary sections, a structure system which has 5 stories, 3×3 span also is constituted with special moment frames in one direction and eccentrically braced frames in the other direction is analyzed. This building's analysis are performed by using ETABS computer program.

In the last chapter, studies and their purposes are evaluated and determined some ideas about Design Specifications for Building in Earthquake Regions 2006.

1. GİRİŞ

1.1 Genel Bilgi

Dünya genelinde her yıl binlerce kişi depremlerden dolayı hayatını kaybetmektedir. Buna bağlı olarak çok ciddi boyutlarda maddi zararlar oluşmaktadır. Ülkemizde ise en yakın örnek olarak, en son meydana gelen büyük depremlerden 1999 Marmara depremi, yaklaşık 20,000 insanın hayatına mal olup, ülke ekonomisine çok büyük zarar vermiştir. Ülkemiz topraklarının %92'sinin deprem bölgesinde olduğu ve nüfusun %95'inin bu topraklarda yaşadığı düşünülürse, depremlerin, insanlar ve ülkemiz üzerinde ne kadar büyük etkilerinin olduğu ortaya çıkar.

Dünya üzerinde aktif fay hatları olan ülkelerde, insanların deprem riskiyle içiçe yaşaması söz konusudur. Bu durumun, yukarıdaki verilere bakıldığı zaman bizim ülkemiz için de ne kadar geçerli olduğu ortaya çıkmaktadır. Bu gerçek, mühendisleri ve bilim adamlarını bu konuda önlem almaya sevketmektedir. Amaç, alınacak önlemlerle deprem afetinden öncelikle insanların en az görmesini sağlamaktır. Mühendislikteki ve deprem bilimdeki gelişmelerle bu amacı gerçekleştirmeye yönelik çalışmalar yapılmaktadır.

Fay hatlarının yeri konusunda yapılan tartışmalar sürerken, tüm bu kayıplarda asıl suçlunun; depremler değil depreme dayanıksız yapılar olduğu açıkça ortadadır.

Doğru teşkil edilmiş çelik yapı sistemlerinin deprem performansları, depreme karşı dayanıklı ve sünek bir davranış göstererek deprem yüklerinin büyük ölçüde güvenli bir şekilde aktarılmasını sağlar.

1.2 Konu ve İlgili Çalışmalar

Özellikle son yıllarda meydana gelen depremler ve yapıların deprem performansları hakkında yapılan çalışmalar sonucu ortaya konulan yenilikler, ABYYHY 1998'in geliştirilerek güncelleştirilmesi gerektiği gerçeğini ortaya çıkarmıştır.

Bu amaçla 2003 yılında oluşturulan komitenin yoğun çalışmaları sonucu DBYBHY 2006 hazırlanmıştır. ABYYHY 1998'de 8. bölüm olarak yer alan 'Çelik Yapılar İçin

Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' bölümünde yer alan bazı koşullar çıkarılıp, yeni koşullar ve tasarım yöntemleri eklenip ve uygulama alanı genişletilerek DBYBHY 2006'nın 4. bölümü 'Çelik Yapılar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' olarak verilmiştir.

Bu çalışmanın 2. ve 3. bölümlerinde DBYBHY 2006'nın 4. bölümü olan 'Çelik Yapılar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' bölümünün koşulları verilip, gerekli koşulların altında AISC SPSSB 2002, AISC SPSSB 2005 ve FEMA 350 ile olan benzer ve farklı yönler verilerek, gerekli olduğu düşünülen yerlerde farklı olması düşünülen koşullara yer verilmiştir.

Çalışmanın 4. bölümünde ise DBYBHY 2006'nın 4. bölümü olarak verilen bölümle ilgili yapılan değerlendirmelere göre bir yapının projelendirilmesine yer verilip, konu bütünlüğünün sağlanması amaçlanmıştır.

Son bölümde ise yapılan çalışmalarla ilgili bir değerlendirme yapılmıştır.

2. DBYBHY 2006'DA VERİLEN ÇELİK BİNALAR İÇİN DEPREME DAYANIKLI TASARIM KURALLARI

Bu bölümde, DBYBHY 2006'nın 4. bölümü olan 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' kısmı incelenip, AISC SPSSB 2002, AISC SPSSB 2005 ve FEMA 350'de yer alan ilgili bölümler, DBYBHY 2006'da verilen koşulların altlarına yazılarak benzer ve farklı yönleri ortaya koyulup, gerekli olduğu düşünülen yerlerde kişisel fikirler belirtilmiştir.

2.1 Kapsam

* Deprem bölgelerinde yapılacak tüm çelik binaların taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasının ve birleşimlerinin düzenlenmesinin, bu konuda yürürlükte olan ilgili standart ve yönetmeliklerle birlikte, öncelikle DBYBHY 2006'da belirtilen özel kurallara uyularak yapılması gerektiği belirtilmektedir [1].

* DBYBHY 2006'nın 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' bölümünün kapsamı içindeki çelik binaların yatay yük taşıyıcı sistemlerinin; sadece çelik çerçevelerden, sadece merkezi veya dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden veya çerçevelerin, çelik çaprazlı perdeler ya da betonarme perdelerle birleşiminden oluşabileceği belirtilmektedir. Ayrıca betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemler de bu bölümün kapsamı içinde yer alacağı ifade edilmektedir [1].

- Burada bahsedilen çelik binalar, DBYBHY 2006'nın Tablo 2.5 kısmında verilmektedir. Bunlar :

- ◆ Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.

Not: ' * ' ile verilen ifadeler DBYBHY 2006'da verilen koşulları, ' ●, ◆, ■ ' ile verilen ifadeler ise, AISC SPSSB 2002, AISC SPSSB 2005 ve FEMA 350'de alınan ifadeleri ve kişisel düşünceleri içermektedir.

- ◆ Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.
- ◆ Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar.
 - Çaprazların merkezi olması durumu.
 - Çaprazların dışmerkez olması durumu.
 - Betonarme perdelerin kullanılması durumu.
- ◆ Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar.
 - Çaprazların merkezi olması durumu.
 - Çaprazların dışmerkez olması durumu.
 - Betonarme perdelerin kullanılması durumu.

2.2 Genel Kurallar

2.2.1 Çelik Taşıyıcı Sistemlerin Sınıflandırılması

* Depreme karşı davranışları bakımından, çelik binaların yatay yük taşıyıcı sistemleri, Süneklik Düzeyi Yüksek ve Süneklik Düzeyi Normak Sistemler' olarak iki sınıfa ayrılmaktadır. Bu iki sınıfa giren sistemlerin karma olarak kullanılmasına ilişkin özel durum ve koşullar, aşağıda ve DBYBHY 2006 Madde 2.5.4'te verilmektedir.

- Aşağıda belirtilen çelik taşıyıcı sistemler, Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler olarak tanımlanmaktadır :

(a) DBYBHY 2006'da 'Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler' için belirtilen tüm koşulları sağlayan çerçeve türü taşıyıcı sistemler.

(b) DBYBHY 2006'da 'Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler' için belirtilen tüm koşulları sağlayan merkezi çaprazlı çelik perdelerden veya 'Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler' için belirtilen tüm koşulları sağlayan dışmerkez çaprazlı çelik perdelerden meydana gelen yatay yük taşıyıcı sistemler.

(c) (a) ve (b) paragraflarında belirtilen iki tür sistemin birleşiminden oluşan çaprazlı çelik perdeli-çerçeve sistemler.

- Aşağıda belirtilen çelik taşıyıcı sistemler, Süneklik Düzeyi Normal Sistemler olarak tanımlanmaktadır :

(a) DBYBHY 2006'da 'Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler' için belirtilen tüm koşulları sağlayan çerçeve türü taşıyıcı sistemler.

(b) DBYBHY 2006'da 'Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler' için belirtilen tüm koşulları sağlayan merkezi çaprazlı çelik perdelerden meydana gelen yatay yük taşıyıcı sistemler.

(c) (a) ve (b) paragraflarında belirtilen iki tür sistemin birleşiminden oluşan çaprazlı çelik perdeli-çerçeve sistemler.

* Yukarıda belirtilen yatay yük taşıyıcı sistemlerin her iki yatay deprem doğrultusunda birbirinden farklı olması durumunda uygulanacak R katsayılarına ilişkin koşullarla ilgili bilgiler DBYBHY Madde 2.5.1.2 ve DBYBHY 2006 Madde 2.5.1.3'de, herhangi bir doğrultuda karma olarak kullanılması durumunda uygulanacak R katsayılarına ilişkin koşullarla ilgili bilgiler ise DBYBHY 2006 Madde 2.5.4'de verilmektedir.

2.2.2 İlgili Standartlar

* DBYBHY 2006'nın, 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' bölümünün kapsamı içinde bulunan çelik taşıyıcı sistemlerin tasarımının; DBYBHY Bölüm 2'de verilen deprem yükleri ve hesap kuralları, TS-498'de öngörülen diğer yükler, emniyet gerilmeleri yöntemine ilişkin olarak TS-648'de verilen kurallara göre yapılacağı ve ilgili standartlarda verilen kuralların farklı olduğu özel durumlarda, ise DBYBHY 2006'da verilen kuralların esas alınacağı belirtilmektedir.

* Birleşim elemanları ile ilgili olarak, DBYBHY 2006'nın 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları' bölümünde verilen kuralların dışında kalan diğer hususlar için TS-648 ve TS-3357'deki kurallara uyulması gerektiği ifade edilmektedir.

2.2.3 Malzeme Koşulları ve Emniyet Gerilmeleri

* Bu yönetmelik kapsamında, TS-648’de veya uluslararası düzeyde kabul görmüş diğer standartlarda tanımlanan ve kaynaklanabilme özelliğine sahip olan tüm yapı çeliklerinin kullanılabileceği belirtilmektedir. 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) olması gerektiği verilmektedir.

- Yapı çeliğinin kaynaklanabilme özelliği çok önemlidir. Yapı çeliğinin kaynaklanabilirliği ‘Karbon Eşdeğeri’ kavramı ile belirlenir. Karbon eşdeğeri, 0.40’ın üzerinde olan çeliklerde kaynaklama sırasında çatlak oluşumunu kaçınılmazdır. Karbon eşdeğeri, çelikte bulunan diğer elementlerin de karbon cinsinden ifade edilmesiyle belirlenmektedir [2].

- Karbon Eşdeğeri :

$$C + \frac{Mn + Si}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (2.1)$$

ile belirlenir.

C : Karbon yüzdesi

Mn : Manganez yüzdesi

Si : Silikon yüzdesi

Cr : Krom yüzdesi

Mo : Molibden yüzdesi

V : Vanadyum yüzdesi

Ni : Nikel yüzdesi

Cu : Bakır yüzdesi

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de başlıklarının et kalınlığı en az 38 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) değerinin 218C’de 27 Nm (27 J) olması gerektiği verilmektedir [3,4].

- Bu sınırların yanı sıra, inelastik davranış göstermesi istenilen elemanlarda kullanılan yapı çeliklerinde minimum akma gerilmesi değerinin malzemenin uygunluğunun test veya rasyonel ifadelerle ispat edilmediği sürece SPSSB 2002’de 345 MPa’ı, SPSSB 2005’de ise; bu değerin süneklik düzeyi normal moment çerçevelerinde ve süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı perdeli sistemlerde 380 MPa’ı, diğer sistemlerde ise 345MPa’ı geçmemesi gerektiği belirtilmektedir. Bu limitlerin inelastik davranışın kolon tabanındaki akma olarak düşünüldüğü sistemlerde uygulanmasına gerek olmadığı ifade edilmektedir [3,4].
- Bunların yanı sıra SPSSB 2002’de sismik dizaynda kullanılacak elemanların yapı çeliklerin seçilmesi ile ilgili olarak bazı kriterler verilmektedir [3]. Bunlar:
 - ◆ Akma gerilmesinin çekme gerilmesine oranı 0.85’i geçmemelidir.
 - ◆ Akma gerilmesinde gerilme-şekil değiştirme platosu olmalıdır.
 - ◆ Büyük bir inelastik şekil değiştirme kapasitesi olmalıdır.
- SPSSB 2005’de ise sismik dizaynda kullanılacak elemanların yapı çeliklerinin seçilmesi ile ilgili kriterler şu şekilde verilmektedir [4]:
 - ◆ Akma gerilmesinde gerilme-şekil değiştirme platosu olmalıdır.
 - ◆ Büyük bir inelastik şekil değiştirme kapasitesi olmalıdır.
 - ◆ İyi kaynaklanabilir olmalıdır.
- * Deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak bulonların ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olması gerektiği belirtilmektedir. Bu bulonların, moment aktaran birleşimlerde kendilerine uygulanabilecek öngerme kuvvetinin tümü ile, diğer birleşimlerde ise en az yarısı ile öngerileceği ifade edilmektedir. Deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve eklerinde ISO 4.6 ve 5.6 kalitesinde bulonlar kullanılabileceği belirtilmektedir.
- AISC SPSSB 2002’de ve SPSSB 2005’de, tüm bulonların öngermeli ve yüksek dayanımlı olması gerektiği belirtilmektedir. Ayrıca sismik yükler çevrimsel karaktere sahip oldukları için ve elemanlarda ya da birleşen parçalarda inelastik deformasyonlar meydana gelmesi gerekli olabileceği için, öngermeli bulonlar kullanılması gerektiği ifade edilmektedir [3,4].

* Kaynaklı birleşimlerde çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacağı ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacağı belirtilmektedir. Moment aktaran çerçevelerin kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı dikişleri kullanılacağı ve bu kaynaklarda kullanılan elektrodun minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (Çentik Dayanımı) -29 °C’de 27 Nm (27 J) olması gerektiği verilmektedir.

- Bu konuda SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de ise SWC-S 2000’e atıf yapılmaktadır.

* Deprem yükleri etkisindeki elemanlarda, aynı birleşim noktasında, kaynaklı ve bulonlu birleşimler birarada kullanılamayacağı belirtilmektedir.

- Bu koşul SPSSB 2002’de de aynı şekilde verilmektedir. Gerekçesi ile ilgili bir açıklama yer almamaktadır [3].
- SPSSB 2005’ de ise bu koşulun açıklaması da yer almaktadır. Bu açıklamaya göre; çevrimsel yükler altında, birleşen elemanlarda meydana gelebilecek inelastik deformasyon ihtimalinden dolayı bulonların kayma dayanımlarını aşabileceği, kaynakların ise o kadar deformasyona izin vermeyeceği sonuç olarak bütün kuvvetin kaynağa geleceği dolayısıyla bu iki birleşim elemanının aynı davranışı sergileyemediği için birarada kullanılmalarının uygun olmadığı ifade edilmektedir [4].

* Emniyet Gerilmeleri Yöntemi’ne göre yapılan kesit hesaplarında, birleşim ve ekler dışında, emniyet gerilmeleri için TS-648’deki EIY yükleme durumunda izin verilen %15 arttırımın, deprem durumunda en fazla %33’e çıkarılabileceği, birleşim ve eklerin tasarımının ise, bu bölümün ilgili maddelerinde belirtildiği şekilde, emniyet gerilmeleri esasına göre ve/veya eleman kapasitelerine ya da arttırılmış deprem etkilerine göre yapılması gerektiği belirtilmektedir.

- Yapının ömrü boyunca şiddetli deprem yükleri ile karşılaşma sayısı azdır. DBYBHY 2006’nın;
 - ◆ Bu Yönetmeliğe göre yeni binaların tasarımında esas alınacak tasarım depremi, DBYBHY 2006’da tanımlanan şiddetli depreme karşı gelmektedir.

Bina Önem Katsayısı $I = 1$ olan binalar için, tasarım depreminin 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10'dur.

şeklindeki maddesinde de bu konuda açıklama verilmektedir.

Bu bakımdan DBYBHY'e göre emniyet gerilmelerinin %33'e kadar arttırılabilmesini uygun görülmektedir.

- Rüzgar yükleri ise yapının deprem durumuna göre daha sık karşılaşılabileceği bir yük durumu olduğu için bu durumda emniyet gerilmelerindeki artım en fazla %15 le sınırlandırılmaktadır.
- SPSSB 2002 ve 2005'de deprem durumunda gerilmelerin arttırılması konusunda uygulamada uygun yönetmeliğe gönderme yapılmaktadır. O yönetmeliklerde ise deprem ve rüzgar durumları için yükleme kombinasyonlarında deprem yükü $0.7E$ şeklinde gözönüne alınmaktadır [3,4].

* Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında, σ_a akma gerilmesi yerine $D_a \sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacağı belirtilmektedir. Arttırılmış akma gerilmesinin hesabında uygulanacak D_a katsayıları, yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak, Tablo 2.1' de verilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005'de de bu koşul aynı şekilde verilmektedir [3,4].
- Çelikteki gerilme pekleşmesi kısmının da gözönüne alınması için D_a arttırma katsayılarının kullanıldığı düşünülmektedir.

Tablo 2.1: DBYBHY 2006'da D_a Arttırma Katsayıları [1]

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

- AISC SPSSB 2002'de de arttırma katsayıları ile ilgili olarak benzer bir tablo verilmektedir [3].

Tablo 2.2: SPSSB 2002’de R_y Arttırma Katsayıları [3]

Application	R_y
Hot-rolled structural shapes and bars	
ASTM A36/A36M	1.5
ASTM A572/A572M Grade 42 (290)	1.3
ASTM A992/A992M	1.1
All other grades	1.1
Hollow Structural Sections	
ASTM A500, A501, A618 and A847	1.3
Steel Pipe	
ASTM A53/A53M	1.4
Plates	1.1
All other products	1.1

- SPSSB 2005’de ise arttırma katsayılarını içeren tablonun, biraz daha geliştirilmiş ve bazı değişiklikler yapılmış hali verilmektedir [4].

Tablo 2.3: SPSSB 2005’de R_y Arttırma Katsayıları [4]

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A572/572M Grade 42 (290)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grade 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Grade 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grade 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A529 Grade 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Grade 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500 (Grade B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A572/A572M Grade 50 (345), ASTM A588/A588M	1.1	1.2

- ◆ Burada R_y olarak geçen arttırma katsayıları DBYBHY 2006’da D_a olarak belirtilmektedir.

Burada;

R_t : Beklenen çekme dayanımının minimum akma dayanımına oranı

olarak verilmektedir.

- Ülkemizde St37 yapı çeliğine yaklaşık olarak karşılık gelen ASTM A36/A36M çeliği için SPSSB 2002 de arttırma katsayısı olarak 1.5 verilmektedir. DBYBHY 2006’da ise bu değer, ülkemiz koşulları da göz önüne alınarak 1.2 olarak verilmektedir.

2.2.4 Arttırılmış Deprem Etkileri

* Gerekli görülen yerlerde, çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, aşağıda verilen arttırılmış deprem etkileri gözönüne alınacağını belirtilmektedir. Arttırılmış deprem etkilerini veren yüklemeler,

$$1.0G + 1.0Q \pm \Omega_0 E \quad (2.2a)$$

veya daha elverişsiz sonuç vermesi halinde

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (2.2b)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetlere uygulanacak Ω_0 Büyütme Katsayısı'nın değerleri, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak, Tablo 2.4'de verilmektedir.

Tablo 2.4 : DBYBHY 2006'da Büyütme Katsayıları [1]

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_0
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

- SPSSB 2002'de de benzer katsayılar yer almaktadır [3].

Tablo 2.5 : SPSSB 2002'de Büyütme Katsayıları [3]

Seismic Load Resisting System	Ω_0
All moment-frame systems meeting Part I requirements	3
Eccentrically Braced Frames (EBF) meeting Part I requirements	2 ^{1/2}
All other systems meeting Part I requirements	2

- DBYBHY 2006'da süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için büyütme katsayısı 2.5, süneklik düzeyi normal çerçeveler için 2.0 verilmektedir. Buna karşın SPSSB 2002'de bütün moment çerçeveleri için 3.0 verilmektedir. Ayrıca DBYBHY 2006'da dış merkezli çaprazlı çerçeveler için 2.5 verilirken, bu değer SPSSB 2002'de de 2.5 verilmektedir. Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal) sistem için DBYBHY 2006'da 2.0 değeri

verilmektedir. SPSSB 2002’de ise diğer sistemler için denilip bu değer aynı şekilde 2.0 verilmektedir [1,3,4].

2.2.5 İç Kuvvet Kapasiteleri ve Gerilme Sınır Değerleri

* Gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri aşağıda verilmektedir.

Yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri:

Eğilme momenti kapasitesi :

$$M_p = W_p \sigma_a \quad (2.3a)$$

Kesme kuvveti kapasitesi :

$$V_p = 0.60 \sigma_a A_k \quad (2.3b)$$

Eksenel basınç kapasitesi :

$$N_{bp} = 1.7 \sigma_{bem} A \quad (2.3c)$$

Eksenel çekme kapasitesi :

$$N_{cp} = \sigma_a A_{net} \quad (2.3d)$$

Birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri:

Tam penetrasyonlu kaynak : σ_a

Kısmi penetrasyonlu küt kaynak

veya köşe kaynağı : $1.7 \sigma_{em}$

Bulonlu birleşimler : $1.7 \sigma_{em}$

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

2.3 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler

2.3.1 Enkesit Koşulları

* Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar Tablo 2.6’da verilmektedir.

- Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde yerel burkulmanın önlenmesi ve sismik yüklere maruz kaldığında inelastik deformasyonlara karşı koyulabilmesi gerekmektedir. Çünkü yerel burkulma kolon, kiriş gibi taşıyıcı elemanların yük taşıma kapasitelerinde önemli kayıplara yol açmaktadır. İnelastik deformasyonların büyük kısmının, az miktarda kolonun kayma bölgesinde ve kirişte plastik mafsallarda verilen bölgelerde dönme şeklinde olması beklenmektedir.

* Kolonların, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, Denk.(2.2a) ve Denk.(2.2b)’ye göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olması gerektiği belirtilmektedir. Kolon enkesitlerinin eksenel basınç ve çekme kapasitelerinin ise Denk.(2.3c) ve Denk.(2.3d) ile hesaplanacağı belirtilmektedir.

* Ayrıca bu koşulun, süneklik düzeyi normal çerçevelerin kolonları için de geçerli olduğu belirtilmektedir.

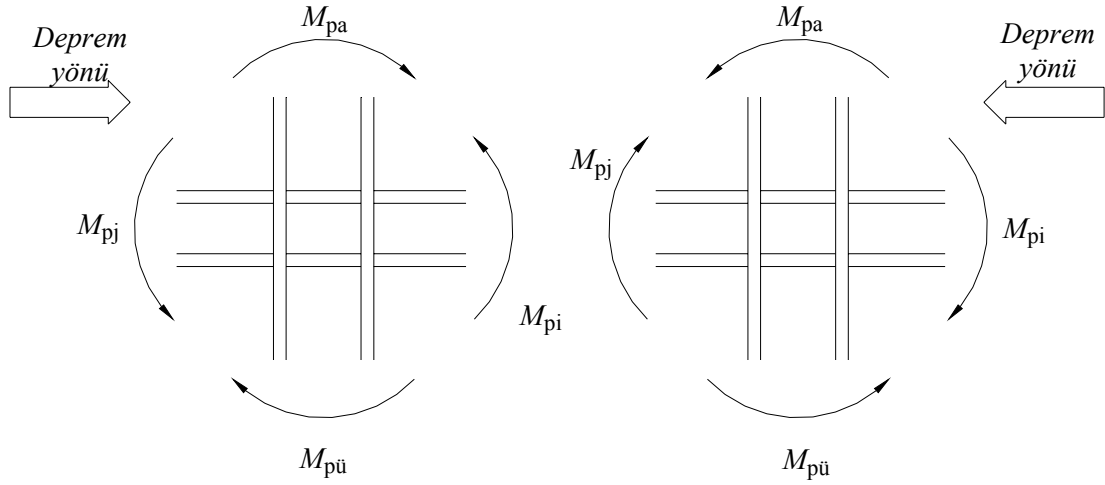
2.3.2 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

* Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçeve sistemlerin çerçevelerinde, güçlü kolon-zayıf kiriş prensibinin sağlanabilmesi için, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamının, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olması gerektiği belirtilmektedir. (Şekil 2.1).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (2.4)$$

- 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 2.1 : Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Momentleri [1]

- Güçlü kolon zayıf kiriş prensibi, yapıda oluşacak plastik mafsalların öncelikle kirişlerde oluşmasını sağlayıp, yumuşak kat mekanizması oluşumunu engelleyerek, yapının göçmeden önce büyük deformasyonlar yapmasını sağlayıp can güvenliği açısından zaman kazanılmasını sağlamak için uygulanan bir prensip olarak verilmektedir.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de bu koşulla ilgili olarak,

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.5)$$

şeklinde bir ifade verilmektedir [3,4]. Burada;

M_{pc}^* : Kolon ve kiriş eksenlerinin kesiştiği yerdeki kolon altındaki ve üstündeki momentlerin toplamı

M_{pb}^* : Kolon ve kiriş eksenlerinin kesiştiği yerdeki kiriş(ler)in sağındaki ve solundaki momentlerin toplamı.

- SPSSB 2002’de, kolon ve kiriş eksenlerinin kesiştiği yerdeki kolon altındaki ve üstündeki momentlerin toplamı,

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (2.6)$$

ve kolon ve kiriş eksenlerinin kesiştiği yerdeki kiriş(ler)in sağındaki ve solundaki momentlerin toplamı,

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_v) \quad (2.7)$$

olarak alınacağı belirtilmektedir. Zayıflatılmış kiriş kesiti kullanılması durumunda ise;

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} z_b + M_v) \quad (2.8)$$

olarak alınacağı belirtilmektedir [3].

- SPSSB 2005’de ise kolon ve kiriş eksenlerinin kesiştiği yerdeki kolon altındaki ve üstündeki momentlerin toplamı LRFD’ye göre çözümde;

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (2.9)$$

ASD’ye göre çözümde ise,

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c [(F_{yc} / 1.5 - P_{uc} / A_g)] \quad (2.10)$$

alınacağı belirtilmektedir [4].

Kolon ve kiriş eksenlerinin kesiştiği yerdeki kiriş(ler)in sağındaki ve solundaki momentlerin toplamının ise LRFD’ye göre çözümde;

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{av}) \quad (2.11)$$

ASD’ye göre çözümde,

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 / 1.5) R_y F_{yb} Z_b + M_{av} \quad (2.12)$$

alınacağı belirtilmektedir [4].

Zayıflamış kiriş kesiti kullanılması durumunda ise LRFD’ye göre çözümde ;

$$\sum M_{pc}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_{uv}) \quad (2.13)$$

ASD'ye göre çözümde ise,

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1/1.5) R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_{av} \quad (2.14)$$

alınacağı belirtilmektedir [4].

Burada;

A_g : Enkesit alanı

F_{yc} : Kolonun minimum akma gerilmesi

P_{uc} : Kolonun gerekli eksenel basınç dayanımı

Z_b : Kirişin plastik kesit modülü

Z_c : Kolonun plastik kesit modülü

z_b : Zayıflatılmış kiriş kesitinin minimum plastik kesit modülü

M_v : Plastik mafsaldaki kesmeden dolayı oluşan ilave moment

M_{av} : Plastik mafsaldaki kesmeden dolayı oluşan ilave moment

(ASD yük kombinasyonuna göre)

M_{uv} : Plastik mafsaldaki kesmeden dolayı oluşan ilave moment

(LRFD yük kombinasyonuna göre)

P_{ac} : Kolonun gerekli eksenel basınç dayanımı (ASD yük komb. göre)

P_{uc} : Kolonun gerekli eksenel basınç dayanımı (LRFD yük komb. göre)

Z_{RBS} : Zayıflatılmış kiriş kesitinin minimum plastik kesit modülü

olarak verilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005'de (2.4) denklemindeki 1.1 katsayısının, doğrudan kirişin moment kapasitesinin hesabı yapılırken gözönüne aldığı görülmektedir [3,4].

Tablo 2.6 : DBYBHY 2006’da Enkesit Koşulları [1]

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	$ N_d/\sigma_a A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_a A \leq 0.10$ için $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
		$ N_d/\sigma_a A > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_a A > 0.10$ için $1.66\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
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			

- SPSSB 2002’de de çeşitli şekillerdeki elemanlar için narinlik sınır değerleri verilmektedir [3].

Tablo 2.7 : SPSSB 2002’de Enkesit Koşulları [3]

Description of Element		Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
			λ_{ps} (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flanges of I-shaped rolled, hybrid or welded beams [a], [b], [f], [h]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of I-shaped rolled, hybrid or welded columns [a], [c]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of channels, angles and I-shaped rolled, hybrid or welded beams and braces [a], [d], [h]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of I-shaped rolled, hybrid or welded columns [a], [e]	b/t	$0.38\sqrt{E_s/F_y}$
	Flanges of H-pile sections	b/t	$0.45\sqrt{E_s/F_y}$
	Flat bars[g]	b/t	2.5
	Legs of single angle, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [h]	b/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
	Webs of tees [h]	d/t	$0.30\sqrt{E_s/F_y}$
Stiffened Elements	Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise [a]	h/t_w	$2.45\sqrt{E_s/F_y}$
	Other webs in flexural compression [a]	h/t_w	$3.14\sqrt{E_s/F_y}$
	Webs in combined flexure and axial compression [a], [b], [c], [d], [e], [f], [h]	h/t_w	for $P_u/\phi_y P_y \leq 0.125$ $3.14\sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left(1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi_y P_y}\right)$ for $P_u/\phi_y P_y > 0.125$ $1.12\sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_y P_y}\right)$
	Round HSS in axial and/or flexural compression [d], [h]	D/t	$0.044 E_s/F_y$
	Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [d], [h]	b/t or h/t_w	$0.64\sqrt{E_s/F_y}$
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94\sqrt{E_s/F_y}$
[a] For hybrid beams, use the yield strength of the flange F_{yf} instead of F_y . [b] Required for beams in SMF, Section 9. [c] Required for columns in SMF, Section 9, unless the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0 where it is permitted to use λ_p in LRFD Specification Table B5.1. [d] Required for beams and braces in SCBF, Section 13.		[e] It is permitted to use λ_p in LRFD Specification Table B5.1 for columns in STMF, Section 12 and EBF, Section 15. [f] Required for Link in EBF, Section 15. [g] Diagonal web members within the special segment of STMF, Section 12. [h] Chord members of STMF, Section 12.	

- DBYBHY 2006’da, eğilme etkisinde, basınç etkisinde, eğilme ve basınç etkisinde çeşitli şekillerdeki elemanlar için süneklik düzeyi normal veya yüksek sistem olmasına göre narinlik sınır değerleri verilmektedir. SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de ise berkitilmiş veya berkitilmemiş; eğilme etkisinde, basınç etkisinde, eğilme ve basınç etkisindeki çeşitli şekillerdeki elemanlar için kompaktlık için sınır narinlik değerleri verilmektedir [1,3,4].

- SPSSB 2005’de, SPSSB 2002’deki tablonun biraz geliştirilmiş hali verilmektedir [4].

Tablo 2.8 : SPSSB 2005’de Enkesit Koşulları [4]

Description of Element		Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
			λ_{ps} (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	b/t	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
	Flat bars [f]	b/t	2.5
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in stems of tees [g]	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
Note: See continued Table I-8-1 for stiffened elements.			

Tablo 2.8 : SPSSB 2005’de Enkesit Koşulları (Devam)

Description of Element		Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
			λ_{ps} (seismically compact)
Stiffened Elements	Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise	h/t_w	$2.45 \sqrt{E/F_y}$
	Webs in flexural compression or combined flexure and axial compression [a], [c], [g], [h], [i], [j]	h/t_w	for $C_a \leq 0.125$ [k] $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a)$
			for $C_a > 0.125$ [k] $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Round HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	D/t	$0.044 E/F_y$
	Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	b/t or h/t_w	$0.64 \sqrt{E/F_y}$
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$
[a] Required for beams in SMF, Section 9 and SPSW, Section 17. [b] Required for columns in SMF, Section 9, unless the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0 where it is permitted to use λ_p in Specification Table B4.1. [c] Required for braces and columns in SCBF, Section 13 and braces in OCBF, Section 14. [d] It is permitted to use λ_p in Specification Table B4.1 for columns in STMF, Section 12 and columns in EBF, Section 15. [e] Required for link in EBF, Section 15, except it is permitted to use λ_p in Table B4.1 of the Specification for flanges of links of length $1.6M_p/V_p$ or less, where M_p and V_p are defined in Section 15. [f] Diagonal web members within the special segment of STMF, Section 12. [g] Chord members of STMF, Section 12. [h] Required for beams and columns in BRBF, Section 16. [i] Required for columns in SPSW, Section 17. [j] For columns in STMF, Section 12; columns in SMF, if the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0; columns in EBF, Section 15; or EBF webs of links of length $1.6 M_p/V_p$ or less, it is permitted to use the following for λ_p: $\text{for } C_a \leq 0.125, \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 275 C_a)$ $\text{for } C_a > 0.125, \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [k] For LRFD, $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$ For ASD, $C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y}$ where P_u = required compressive strength (ASD), kips (N) P_a = required compressive strength (LRFD), kips (N) P_y = axial yield strength, kips (N) $\phi_b = 0.90$ $\Omega_b = 1.67$			

* Ayrıca Denk.(2.4), depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanması ve kolon eğilme momenti kapasitelerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu moment kapasitelerini en küçük yapan tasarım eksenel kuvvetleri gözönüne alınması gerektiği belirtilmektedir.

- Depremi x ve y doğrultusundan etkimesine bağı olarak, (2.4) denklemine göre, güvenli tarafta kalmak için kolon eğilme momenti kapasitesini en küçük yapan normal kuvvete göre kontrol yapılır. Kolon eğilme momenti kapasitesini en küçük yapan normal kuvvet değerine göre (2.4) denklemini sağlanırsa, kolon eğilme momenti kapasitesinin daha büyük olduğu durumda bu koşul zaten sağlanacağı düşünülmektedir.

* Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında ise Denk.(2.4)'ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmasına gerek olmadığı belirtilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005'de bu koşulla ilgili olarak, düşük eksenel kuvvet etkisindeki kolonlarda bu kontrolün yapılmasına gerek olmadığı belirtilmektedir. Çünkü yumuşak kat mekanizmasının, tek katlı binalarda ve çok katlı binaların üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında etkin olmayacağı ifade edilmektedir [3,4].
- Ayrıca SPSSB 2002 ve SPSSB 2005'de, dizayn kesme dayanımının gerekli kesme dayanımına oranı, bir üst katta yer alan kolonlardan %50 daha fazla olan kolonlarda güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolünün yapılmasına gerek olmadığı ifade edilmektedir [3,4].

2.3.3 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu

* Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir i'inci katında, Denk.(2.4)'ün sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında Denk.(2.4)'ün sağlanamamış olmasına izin verilebileceği belirtilmektedir.

$$\alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.70 \quad (2.15)$$

* Denk.(2.4)'ün sağlanması durumunda ise, $0.70 < \alpha_i < 1.00$ aralığında, Denk.(2.4)'ün hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri $(1/\alpha_i)$ oranı ile çarpılarak

arttırılacağı, Denk.(2.4)'ü sağlamayan kolonların, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında hesaplanacağı belirtilmektedir.

- Bu koşulu daha anlaşılır ifade etmek için basit bir sayısal örnek verecek olursak; herhangi bir kattaki 10 adet kolondan en az 7 tanesinin bu koşulu sağlaması gerekmektedir. Ayrıca bu 7 kolonun da boyutlandırılmasının diğer 3 kolonun taşıma gücü gözönüne alınmaksızın yapılması gerektiği ifade edilmektedir.

* Herhangi bir katta Denk.(2.4)'ün sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçevelerin Süneklik Düzeyi Normal Çerçeve olarak gözönüne alınıp, taşıyıcı sistem davranış katsayısının değiştirilerek hesabın tekrarlanacağı belirtilmektedir. Ancak süneklik düzeyi normal çerçevelerin, süneklik düzeyi yüksek perdelerle birarada kullanılmasının da mümkün olduğu belirtilmektedir.

2.3.4 Kiriş - Kolon Birleşim Bölgeleri

* Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde aşağıdaki üç koşul birarada sağlanması gerektiği belirtilmektedir.

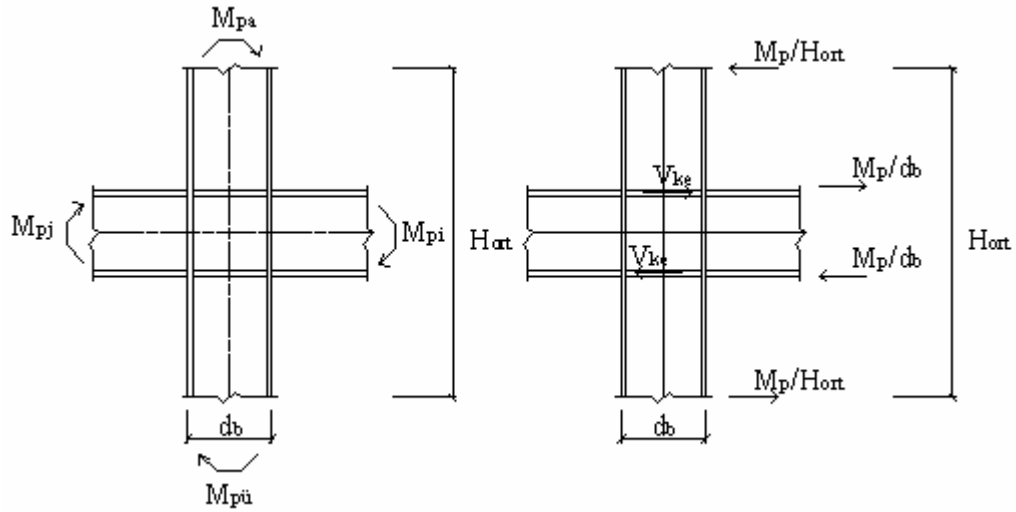
(a) Birleşim en az 0.04 radyan Görelî Kat Ötelemesi Açısı'nı (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olacaktır. Bunun için, deneysel ve/veya analitik yöntemlerle geçerliliği kanıtlanmış olan detaylar kullanılacaktır.

- Bu tür bir sınırlandırmanın, sistemin (birleşimin) yeterli miktarda deprem enerjisi stabil bir şekilde yutabilmesi için gerektiği belirtilmektedir.

(b) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin $0.80 \times 1.1D_u$ katından daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından söz konusu birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır. Zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi, kiriş plastik momenti ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti toplanarak hesaplanacaktır.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005'de, bu koşul ile ilgili olarak birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımının, bağlanan kirişin 0.04 görelî kat

- (2.17) formülü herhangi bir kaynahta yer almamakla beraber çıkarılışı aşağıdaki şekilde açıklanmaktadır.



Şekil 2.3 : (2.17) Formülünün Çıkarılışı [5]

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasitesi

$$V_p = 0.6 \sigma_a d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (2.18)$$

denklemini ile hesaplanacaktır. Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için

$$V_p \geq V_{ke} \quad (2.19)$$

koşulunun sağlanması gerekmektedir. Bu koşulun sağlanmaması halinde, gerekli miktarda takviye levhası kullanılacak veya kayma bölgesine köşegen doğrultusunda berkitme levhaları eklenecektir.

- SPSSB 2002’de (2.18) denklemine benzer olarak ,

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \times \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (2.20)$$

denklemini verilmektedir. [3].

Burada F_y , akma gerilmesi olan σ_a ’ya karşılık gelmektedir.

- SPSSB 2005’de ise kayma bölgesinin gerekli kalınlığının, kullanılacak detayla uyumlu olması gerektiği ifade edilerek, SSSB’e gönderme yapılmaktadır [4].
- Bu konuda yapılan deneysel çalışmalar sonucunda, kayma bölgesindeki aşırı distorsiyonların kolon-kiriş birleşimlerinin performansını büyük oranda olumsuz etkilediğini ifade edilmektedir [6]. Bu nedenle kayma bölgesinin kalınlığının, kullanılan detay ve beklenen performansa uygun olması gerektiği belirtilmektedir.

(c) Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, t_{min} , (Şekil 2.4) aşağıdaki koşulu sağlayacaktır.

$$t_{min} \geq u / 180 \quad (2.21)$$

Bu koşulun sağlanmadığı durumlarda takviye levhalarının ve kolon gövde levhasının birbirlerine kaynakla bağlanarak birlikte çalışmalarının sağlanmasının ve levha kalınlıkları toplamının, Denk.(2.21)’ü sağladığının kontrolünün yapılması gerektiği belirtilmektedir.

* Kayma bölgesinin hesabı için verilen bu koşulun, süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerli olduğu verilmektedir.

- Kolon gövde levhası kalınlığının, lokal burkulmaların önlenmesi amacıyla kayma bölgesi çevresinin uzunlughunun 1/180’inden büyük olması gerektiği belirtilmiştir.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005 ’ de takviye levhalarının minimum kalınlıkları için

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (2.22)$$

şeklinde bir sınır verilmektedir [3,4]. Bu sınır DBYBHY 2006’da verilen sınırla aynı olmaktadır.

Çünkü;

d_z : kayma bölgesi yüksekliği

w_z : kayma bölgesi genişliği

u : kayma bölgesi çevresinin uzunluğu

* Moment aktaran kiriş-kolon birleşim detaylarında, kolon gövdesinin her iki tarafına, kiriş başlıkları seviyesinde süreklilik levhaları konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kiriş-kolon birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılmasının sağlanması gerektiği belirtilmektedir.

* Süreklilik levhalarının hesabı için verilen bu kuralların, sünelik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerli olduğu ifade edilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, süreklilik levhalarının, moment kuvvet çifti olarak düşünüldüğünde elde edilen çekme ve basınç kuvvetlerini kolonda herhangi bir yerel burkulma ve buruşma meydana gelmeden kolona aktarabilmek için gerekli olduğu ifade edilmektedir [3,4].
- Ayrıca, SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de süreklilik levhalarının yüksek gerilme yığılmalarının olduğu kayma bölgesi için bir sınır oluşturacağı belirtilmektedir [3,4].

(a) Süreklilik levhalarının kalınlıkları, tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan kiriş birleşmesi durumunda ise birleşen kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır.

- SPSSB 2002’de aşırı kalın süreklilik levhalarının kullanılması durumunun zararlı artık gerilme yığılmalarına neden olacağı belirtilmektedir [3].
- SPSSB 2005’de, süreklilik levhalarının kalınlığının seçimi için FEMA 350’ye gönderme yapılmaktadır [4]. Bu koşullar ise FEMA 350’de [7],
 - ◆ Tek taraflı birleşimlerde süreklilik levhası kalınlığı, kiriş başlık kalınlığının en az 1.5 katı kadar olmalıdır.
 - ◆ İki taraflı birleşimlerde süreklilik levhası kalınlığı, kolonun iki tarafına birleşen kirişlerden başlık kalınlığı büyük olan kirişinkine eşit olmalıdır.

şeklinde verilmektedir.

(b) Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır. Süreklilik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için köşe kaynağı da kullanılabilir, (Şekil 2.2). Ancak bu kaynağın, süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gereklidir.

(c) Kolon başlık kalınlığının

$$t_{cf} \geq 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf}} \quad (2.23a)$$

ve

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (2.23b)$$

koşullarının her ikisini de sağlaması durumunda süreklilik levhasına gerek olmayabilir.

- Kolon başlık kalınlığı, yerel burkulmaları önleyecek ve kuvveti yerel burkulma olmadan aktaracak kadar yeterli kalınlıkta ise süreklilik levhalarına gerek kalmayacağı belirtilmektedir.
- Denklem (2.23a), SPSSB 2005’de

$$t_{cf} < 0.54 \sqrt{b_f t_{bf} F_{yb} / F_{yc}} \quad (2.24)$$

şeklinde verilmektedir. Burada birleşen elemanlardan kolon ve kirişin yapı çeliklerinin farklı olması da gözönünde bulundurularak, kolon ve kirişin akma gerilmelerinin de formüle dahil edildiği görülmektedir [4].

- FEMA 350’de ise süreklilik levhalarının kullanılması ile ilgili koşul,

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_f \times \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (2.25)$$

şeklinde verilerek, birleşen elemanların akma gerilmelerinin yanı sıra arttırma katsayıları da gözönüne alınmaktadır [7].

2.3.5 Kolon ve Kiriş Ekleri

* Tam penetrasyonlu küt kaynaklı veya bulonlu olarak yapılan kolon eklerinin, kolon-kiriş birleşim yerinden en az net kat yüksekliğinin 1/3’ü kadar uzakta olacağı belirtilmektedir. Köşe kaynağı ile veya tam penetrasyonlu olmayan küt kaynakla yapılan eklerde bu uzaklığın, ayrıca 1.20 m’den az olmayacağı belirtilmektedir.

- Kolon kesit tesirleri düşünöldüğü zaman (moment diyagramı) ekin, momentin küçük olduğı yerlerde yapılması en uygun çözüm olmaktadır.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de bu koşulla ilgili sınır değler, aynı sınır değler olarak verilmektedir. Ayrıca bunlara ek olarak SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de kolon temiz yüksekliğinin 2.4 m’den az olması durumunda ekin ortaya yapılabileceğı belirtilmektedir [3,4].
- Ayrıca SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de bu sınırların yanı sıra, çekme etkisindeki kaynaklı eklerin aşağıda verilen koşulları da sağlaması gerektiğı verilmektedir [3,4].
 - ◆ Tam penetrasyonlu olmayan küt kaynakla yapılan eklerin dizayn dayanımı gerekli dayanımın en az % 200’üne eşit olmalıdır.
 - ◆ Her başlığın dizayn dayanımı en az

$$0.5R_y F_y A_f \quad (2.26)$$

ye eşit olmalıdır.

Burada ;

$R_y F_y$: Kolon çeliğinin beklenen akma dayanımı

A_f : Birleşen kolonlarda küçük olanın başlık alanı

olarak verilmektedir.

* Kiriş eklerinin, kolon-kiriş birleşim kesitinden en az kiriş yüksekliğinin iki katı kadar uzakta yapılması gerektiğı belirtilmektedir.

- Kiriş eklerinde de kolon eklerindeki duruma benzer olarak momentin küçük olduğı yerlerde ek yapmak en uygun çözüm olarak düşünölmektedir.
- SPSSB 2002 ve 2005’de kiriş ekleriye ilgili herhangi bir koşul yer almamaktadır. Ancak kiriş eklerinin plastik mafsallık bölgesi dışında yapılmasının uygun olduğı belirtilmektedir [3,4].

* Kolon ve kiriş eklerinin eğilme kapasitesinin, eklenen elemanın eğilme kapasitesinden, kesme kuvveti kapasitesinin ise Denk.(2.18)’de verilen değerden az olamayacağı belirtilmektedir. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin eksenel kuvvet kapasitelerinin Denk.(2.2a) ve Denk.(2.2b) ile

hesaplanan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olması gerektiği belirtilmektedir.

* Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde kolon ve kiriş ekleri için verilen tüm kurallar süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerli olduğu verilmektedir.

2.3.6 Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

* Kirişlerin üst ve alt başlıkları yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği, kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki ℓ_b uzaklığının ise

$$\ell_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (2.27)$$

koşulunu sağlaması gerektiği belirtilmektedir. Ayrıca, tekil yüklerin etkidiği noktalar, kiriş enkesitinin ani olarak değiştiği noktaların ve sistemin doğrusal olmayan şekildeğiştirmesi sırasında plastik mafsalları oluşabilecek noktaların da yanal doğrultuda mesnetmesi gerektiği ifade edilmektedir.

- Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenerek, yanal burkulmanın önlenmesi hedeflenmektedir. Elemanın tekrarlı yükler etkisi altında yanal burkularak devre dışı kalmasını önlemek için ve daha fazla enerji yutmasını sağlamak için kirişlerin belli aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenmesinin gerektiği belirtilmektedir. Ayrıca tekil yüklerin etkidiği ve ani kesit değişimi olan özel noktalarda önlem olarak kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlenmelerinin gerekliliği belirtilmektedir.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de kiriş başlıklarının yanal mesnetlenme mesafesi ile ilgili olarak aynı sınırlar verilmektedir [3,4].
- * Yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli basınç ve çekme dayanımının, kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.02’sinden daha az olmayacağı belirtilmektedir.
- SPSSB 2002’de de bu koşul ile ilgili olarak aynı sınır değeri verilmektedir [3].
- Ayrıca SPSSB 2002’de gerekli durumlarda plastik mafsalları bölgelerinde kullanılacak yanal mesnetlerin dizayn dayanımlarının, plastik mafsalları bölgesindeki kiriş başlık dayanımının 0.06’sından az olmaması gerektiği ifade edilmektedir [3].

- SPSSB 2005’de ise gerekli durumlarda plastik mafsallarda kullanılan yanal mesnetlerin dizayn dayanımlarının, LRFD’ye göre

$$P_u = 0.06M_u/h_0 \quad (2.28)$$

ASD’ye göre ise

$$P_a = 0.06M_a/h_0 \quad (2.29)$$

olması gerektiği belirtilmektedir [4].

Burada;

P_u : LRFD yük kombinasyonu için kolonun gerekli eksenel dayanımı

P_a : ASD yük kombinasyonu için kolonun gerekli eksenel dayanımı

M_u : LRFD yük kombinasyonu için gerekli eğilme dayanımı

M_a : ASD yük kombinasyonu için gerekli eğilme dayanımı

h_0 : Başlık eksenleri arasındaki mesafe

Kesitin gövde alanının ihmal edildiği düşünülürse plastik mafsallarda kullanılan yanal mesnetlerin dizayn dayanımlarının SPSSB 2002’de ve SPSSB 2005’de yaklaşık olarak aynı olduğu görülmektedir.

* Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu olmadığı belirtilmektedir.

- FEMA 350’de, kompozit döşemelerin kullanıldığı durumlarda kolon bağlantılarına yakın olan kirişlerin plastik mafsallarda oluşabilecek bölgelerinde ek olarak yanal mesnetlerin konulmasına gerek olmadığı belirtilmektedir [7].

2.4 Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler

2.4.1 Enkesit Koşulları

* Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar Tablo2.6’da verilmektedir.

Ancak en çok iki katlı binalarda, gerekli yerel burkulma kontrollerinin yapılması koşulu ile, bu sınırların aşılmasına izin verilebileceği belirtilmektedir.

- Süneklik düzeyi normal çerçevelerde de yerel burkulmanın önlenmesi gerekmektedir. Çünkü yerel burkulma kolon, kiriş gibi taşıyıcı elemanların yük taşıma kapasitelerinde önemli kayıplara yol açar. Ancak süneklik düzeyi yüksek olan çerçevelerde olduğu kadar sismik enerji yutma kapasitesine sahip olmadıkları için ve inelastik deformasyonlara fazla karşı koyamadıkları için süneklik düzeyi yüksek çerçevelere göre bu sınırlar belirlenirken daha esnek verilmektedir.

* Süneklik düzeyi normal çerçevelerde, süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için verilen güçlü kolon - zayıf kiriş prensibine uyulmasının zorunlu olmadığı belirtilmektedir.

2.4.2 Kiriş - Kolon Birleşim Bölgeleri

* Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrollerinin yapılması gerektiği ve birleşimin taşıma kapasitesinin aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

(a) Kolona birleşen kirişin eğilme momenti kapasitesi ve gerekli kesme kuvveti dayanımı.

(b) Arttırılmış yükleme durumlarından dolayı kolon yüzünde meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvveti.

* Kiriş-kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Şekil 2.2) aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılması gerektiği belirtilmektedir.

(a) Kayma bölgesinin V_{ke} gerekli kesme kuvveti dayanımının hesabında, arttırılmış deprem yüklemesinden meydana gelen kesme kuvveti ve Denk.(2.20) ile hesaplanan kesme kuvvetinden küçük olanı kullanılacaktır.

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti dayanımı Denk.(2.20) ile hesaplanacaktır. Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için Denk.(2.21)'in sağlanması gerekmektedir.

(c) Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kayma bölgesi hesabı için verilen kurallar süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerlidir.

* Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde süreklilik levhalarının hesabı için verilen kuralların, süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerli olduğu belirtilmektedir.

2.4.3 Kiriş ve Kolon Ekleri

* Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde kolon ve kiriş ekleri için verilen kuralların, süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerli olduğu belirtilmektedir.

2.4.4 Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

* Kirişlerin üst ve alt başlıkları yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği ve kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki ℓ_b uzaklığın

$$\ell_b \leq 0.124 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (2.30)$$

koşulunu sağlaması gerektiği belirtilmektedir. Ayrıca, tekil yüklerin etkidiği noktaların, kiriş enkesitinin ani olarak değiştiği noktaların ve sistemin lineer olmayan şekildeğiştirmesi sırasında plastik mafsalları oluşabilecek noktaların da yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği belirtilmektedir.

- Süneklik düzeyi yüksek olan sistemlere benzer olarak yanal burkulmanın önlenmesi için kirişlerin belli aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği düşünülmektedir.
- SPSSB 2002’de böyle bir sınır yer almamaktadır. SPSSB 2002’de bu konuyla ilgili olarak genel SPSSB-LRFD şartnamesine gönderme yapılmaktadır.

SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de

r_y : y eksenini etrafındaki atalet yarıçapı olarak

DBYBHY 2006’da ise

r_y : kiriş başlığının ve gövdenin 1/5’inin yanal doğrultudaki atalet yarıçapı olarak verilmektedir.

* Yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli basınç ve çekme dayanımının, kiriş başlığının aksel çekme kapasitesinin 0.02' sinden daha az olmayacağı belirtilmektedir.

* Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde yukarıdaki koşullara uyulmasının zorunlu olmadığı belirtilmektedir.

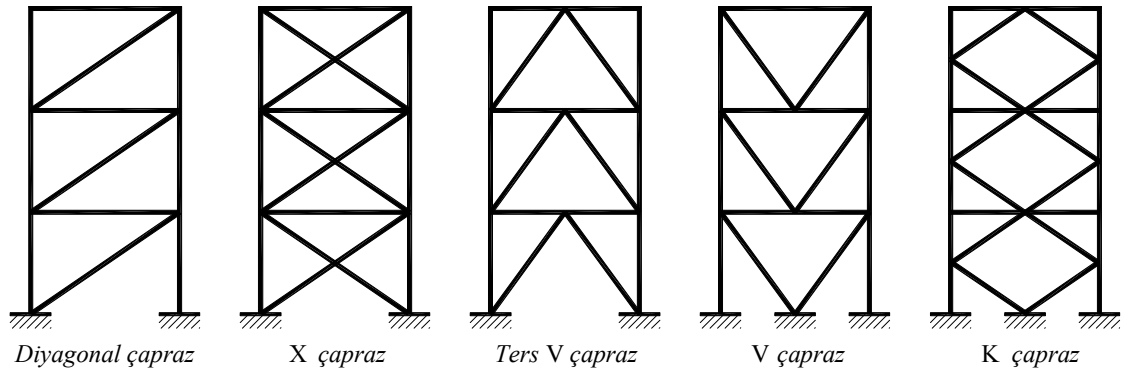
2.5 Merkezi ve Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler

* Çelik çaprazlı perdelerin, mafsallı birleşimli veya moment aktaran çerçeveler ile bunlara merkezi ve dışmerkez olarak bağlanan çaprazlardan oluşan yatay yük taşıyıcı sistemler olduğu ve bu tür sistemlerin yatay yük taşıma kapasitelerinin, eğilme dayanımlarının yanında, daha çok veya tümüyle elemanların aksel kuvvet dayanımları ile sağlandığı ifade edilmektedir. Çelik çaprazlı perdeler, çaprazların düzenine bağlı olarak ikiye grup olarak verilmektedir :

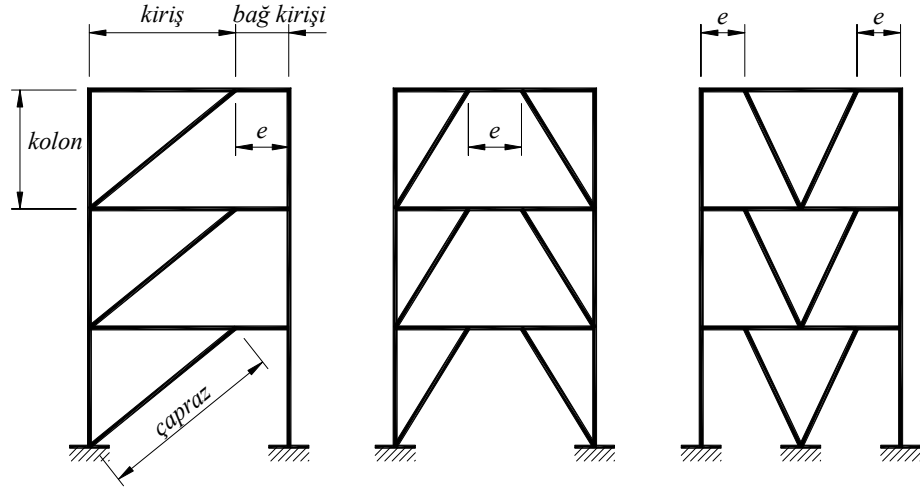
(a) Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler (Şekil 2.6)

(b) Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler (Şekil 2.7)

* Çaprazların çerçeve düğüm noktalarına merkezi olarak bağlandığı Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin süneklik düzeyi yüksek veya süneklik düzeyi normal sistem olarak boyutlandırılabilceği, buna karşılık, çaprazların çerçeve düğüm noktalarına dışmerkez olarak bağlandığı Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdelerin süneklik düzeyi yüksek sistem olarak boyutlandırılacağı belirtilmektedir.



Şekil 2.6: Merkezi Çaprazlı Perdeler [6]



Şekil 2.7: Dışmerkez Çaprazlı Perdeler [1]

2.6 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler

* Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin, basınç elemanlarının bazılarının burkulması halinde dahi, sistemde önemli ölçüde dayanım kaybı meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılması gerektiği belirtilmektedir. Bu sistemlerin boyutlandırılmasında uygulanacak kurallar aşağıda verilmektedir.

2.6.1 Enkesit Koşulları

* Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına ilişkin koşullar Tablo2.6’da verilmektedir.

- Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerde inelastik deformasyonlara karşı koyulması gerekmektedir. Bu nedenle de yerel burkulmanın önlenmesi gerekmektedir. Çünkü yerel burkulma kolon, kiriş, çapraz gibi taşıyıcı elemanlarının yük taşıma kapasitelerinde önemli kayıplara yol açar.

* Çatı ve düşey düzlem çaprazlarının narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $5.87\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmaması gerektiği belirtilmektedir.

- Narinliğin belli bir sınır aşp tekrarlı çevrimsel yükler altında çapraz elemanlarında yerel burkulma yaşanmaması için süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerde bir narinlik sınır konulduğu düşünülmektedir.

- Tang ve Goel'in 1989'da yaptığı çalışmalara göre, süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin çapraz elemanlarının burkulma sonrası çevrimsel yükler altında kırılacağı zamanın elemanın narinliğindeki artıma paralel olarak uzayacağı ve bu yüzden çapraz elemanları için $5.87\sqrt{E_s/\sigma_a}$ narinlik sınırının uygun olacağı ifade edilmektedir [8].
 - SPSSB 2005'de ise bu sınır $4\sqrt{E_s/F_y}$ olarak verilmektedir [4].
 - Ayrıca SPSSB 2005'de mevcut dayanımı, en az çaprazlar tarafından kolona aktarılabilecek kuvvete eşit olan çerçevelerin çaprazlarında narinliğin $4\sqrt{E_s/F_y} < narinlik \leq 200$ aralığında kullanılabileceği belirtilmektedir [4].
- * Çok parçalı çaprazlarda bağ levhalarının aralıklarının, ardışık iki bağ levhası arasındaki tek elemanın narinlik oranı tüm çubuğun narinlik oranının 0.40 katını aşmayacak şekilde belirlenmesi gerektiği verilmektedir. 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 belirlenebileceği belirtilmektedir. Bağ levhalarının toplam kesme kuvveti kapasitesi, her bir çubuk elemanının eksenel çekme kapasitesinden daha az olmayacağı verilmektedir. Her çubukta en az iki bağ levhası kullanılacağı ve bağ levhaları eşit aralıklı olarak yerleştirileceği, bulonlu bağ levhalarının, çubuğun temiz açıklığının orta dörtte birine yerleştirilmesine izin verilmeyeceği belirtilmektedir.
- * Çok parçalı çaprazların bağ levhalarının aralıklarına ilişkin koşulların, dışmerkez çelik çaprazlı perdeler için de aynen geçerli olduğu belirtilmektedir.

2.6.2 Yatay Yüklerin Dağılımı

- * Binanın bir aksı üzerindeki düşey merkezi çapraz elemanların, 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 düzenleneceği belirtilmektedir.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005'de bu konuda, çapraz elemanlarının burkulma ve burkulma sonrası basınç dayanımlarının çekme dayanımlarına göre az olabileceği

için yapı genişliği boyunca basınç ve çekme dayanımlarını dengeli bir biçimde ayarlanın hedeflendiği belirtilmektedir [3,4].

2.6.3 Çaprazların Birleşimleri

* Çaprazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılması gerektiği, ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanını da sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

(a) Çaprazın eksenel çekme kapasitesi.

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

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, bu koşullardan (a ve b) küçük olanın çapraz birleşiminin ve eğer çapraz sisteminin parçasıysa kolon-kiriş birleşiminin gerekli dayanımını verdiği ifade edilmektedir [3,4].

(c) Arttırılmış yükleme durumlarından meydana gelen çapraz eksenel kuvveti.

* Çaprazları kolonlara ve/veya kirişlere bağlayan düğüm noktası levhaları aşağıdaki iki koşulu da sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

(a) Düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına birleşen çaprazın eğilme kapasitesinden daha az olmayacaktır.

- Yüklerin çaprazlardan elemanlara aktarılması sırasında düğüm noktası levhasının eğilme kapasitesinin çaprazın eğilme kapasitesinden az olmamasının yükün çapraz elemanlarından diğer elemanlara herhangi bir burulma veya burkulma olmadan aktarılabilmesi sağlamak açısından gerekli olduğu düşünülmektedir.

(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.

* Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler için verilen bu iki koşulun, süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdeler için de geçerli olduğu belirtilmektedir.

2.6.4 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.

- SPSSP 2002 ve SPSSB 2005’de bu iki koşulun, çaprazların kapasitelerinin sona ermesi durumunda bile kirişlerin üzerine gelen düşey yüklere karşı göçmemesi için verildiği belirtilmektedir [3,4].

* Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler için verilen bu iki koşulun, süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdeler için de geçerli olduğu belirtilmektedir.

(c) Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için verilen koşulların, çaprazların bağlandığı kirişler için de aynen geçerli olduğu belirtilmektedir.

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

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, K şeklindeki çaprazların kolonlarda dengesiz bir yatay kuvvete neden olacağı ve bu dengesiz kuvvetlerin kolonun göçmesine neden olabileceği ifade edilmektedir [3,4].

2.6.5 Kolon Ekleri

* Kolon eklerinin kolon serbest yüksekliğinin ortadaki 1/3’lük bölgesinde yapılması gerektiği belirtilmiştir.

- Kolon kesit tesirleri düşünüldüğü zaman (moment diyagramı) ekin, momentin küçük olduğu yerlerde yapılması en uygun çözüm olarak düşünülmektedir.

* Kolon eklerinin eğilme dayanımının, eklenen elemanlardan küçüğünün eğilme kapasitesinin %50’sinden, kesme kuvveti dayanımı ise eklenen elemanlardan küçüğünün kesme kapasitesinden daha az olmayacağı belirtilmektedir. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin eksenel kuvvet taşıma

güçlerinin arttırılmış deprem yüklemelerinden oluşan basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olması gerektiği belirtilmektedir.

- SPSSB 2002’de bu madde ile ilgili olarak, “kolon eklerinin eğilme dayanımı eklenen elemanlardan küçüğünün eğilme kapasitesinin %50’sinden, kesme kuvveti dayanımı ise eklenen elemanlardan küçüğünün kesme kapasitesinden daha az olmayacaktır” şeklinde bir ifade verilmektedir [3].
- SPSSB 2005’de ise kolon eklerinin eğilme dayanımının eklenen elemanlardan küçüğünün eğilme kapasitesinin %50’sinden az olmaması gerektiği belirtilmektedir. Gerekli kesme kuvveti dayanımının ise LRFD’ye göre $\sum M_{pc} / H$, ASD’ye göre ise $\sum M_{pc} / 1.5H$ olması gerektiği belirtilmektedir.[4].

Burada;

M_{pc} : Ekin altındaki ve üstündeki kolonların plastik eğilme dayanımları toplamı olarak verilmektedir.

- Tang ve Goel’in 1987’de yapmış olduğu çalışmalara göre süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin kolonlarının, kat kesme kuvvetlerinin % 40’ına kadar taşıyabileceği belirtilmektedir [9].

2.7 Süneklik Düzeyi Normal Merkezi ÇelikÇaprazlı Perdeler

2.7.1 Enkesit Koşulları

* Süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına ilişkin koşullar Tablo2.6’da verilmektedir. Ancak en çok iki katlı binalarda, gerekli yerel burkulma kontrollerinin yapılması koşulu ile, bu sınırların aşılmasına izin verilebileceği belirtilmektedir.

- Süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdelerin de sınırlı miktarda inelastik deformasyonlara karşı koyabilmesi gerekmektedir. Bu nedenle de süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler kadar olmasa da süneklik düzeyi normal çelik çaprazlı perdelerde de yerel burkulmanın önlenmesi gerektiği düşünülmektedir. Çünkü yerel burkulma, kolon, kiriş, çapraz gibi taşıyıcı elemanların yük taşıma kapasitelerinde önemli kayıplara yol açmaktadır.

* Basınca çalışan çatı ve düşey düzlem çaprazlarının narinlik oranının (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.23\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmaması gerektiği belirtilmektedir.

- SPSSB 2002’de bu sınır V ve ters V çapraz düzenekleri için aynı değer olarak verilmektedir [3].
- SPSSB 2005’de ise çapraz elemanlarının Tablo 2.8’deki değerlere göre seçilmesi gerektiği belirtilmektedir. K, V ve ters V şeklindeki çaprazların narinlik oranlarının ise $4\sqrt{E_s/F_y}$ değerini aşmaması gerektiği, ayrıca içi betonla dolu kutu ve daire kesitlerde bu sınırlara uyulmasına gerek olmadığı belirtilmektedir [4].
- Ayrıca SPSSB 2005’de sadece çekme kuvvetine göre boyutlandırılan çapraz elemanlarının K, V ve ters V çapraz düzenekleri için uygun olmadığı belirtilmektedir [4].
- SPSSB 2005’de bu narinlik sınırlamasının, çapraz elemanların burkulmasından sonra, dengesiz bir kuvvet dağılımına neden olmamak için verildiği belirtilmektedir [4].

* Çok parçalı çaprazlarda ise, TS648’in bağ levhalarına ilişkin kuralları geçerli olduğu ve her çubukta en az iki bağ levhası kullanılması gerektiği belirtilmektedir.

* Sadece çekme kuvveti taşıyacak şekilde hesaplanan çaprazlarda narinlik oranının 250’yi aşmacağı ancak, en çok iki katlı binalardaki çapraz elemanların, DBYBHY Madde Bölüm 2’ye göre hesaplanan çekme kuvvetinin Ω_0 katsayısı ile çarpımını taşıyacak şekilde boyutlandırılmaları halinde bu kural uygulanmasına gerek olmadığı belirtilmektedir.

- Sadece çekme kuvveti taşıyacak şekilde boyutlandırılmış olsalar bile çaprazlarda 250 narinlik sınırın aşılması koşuluğunun güvenlik olması açısından konulmuş olduğu düşünülmektedir.

2.7.2 Çaprazların Birleşimleri

* Çaprazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılması gerektiği ayrıca,

birleşimin taşıma kapasitesinin de aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanını da sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

(a) Çaprazın eksenel çekme kapasitesi.

(b) Arttırılmış yüklemelerden meydana gelen çapraz eksenel kuvveti.

(c) Düğüm noktasına birleşen diğer elemanlar tarafından söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük kuvvet.

- SPSSB 2005’de bu koşullar (a ve c) aynı şekilde verilmektedir. [4].

2.7.3 Özel Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar

* Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin bağlandığı kirişlerle ilgili olarak verilen koşulların, süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdeler için de geçerli olduğu verilmektedir.

* Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kirişleri için kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi ile ilgili verilen koşulların, çaprazların bağlandığı kirişler için de aynen geçerli olduğu belirtilmektedir.

2.8 Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler

* Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan şekildeğiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemler olduğu, bu sistemlerin bağ kirişlerinin plastik şekildeğiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılacakları verilmektedir.

2.8.1 Enkesit Koşulları

* Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişleri, diğer kirişleri, kolon ve çaprazlarında başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına ilişkin koşullar Tablo2.6’da verilmektedir.

- Dış merkez çelik çaprazlı perdelerin inelastik davranışını gerçekleştirebilmesi için yerel burkulmanın önlenmesi gerekmektedir. Yerel burkulmanın kiriş, kolon ve çaprazların taşıma kapasitesini ve sünekliğini büyük oranda düşürdüğü, bu nedenle başlık genişliği/kalınlığı, gövde

yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına sınırlamalar getirildiği düşünülmektedir [3].

- SPSSB 2002’de bağ kirişlerinde kullanılacak yapı çeliğinin minimum akma dayanımının 345 MPa’dan fazla olmaması gerektiği belirtilmektedir [3].

* Çaprazların narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.23\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmaması gerektiği belirtilmektedir.

- Bağ kirişi dışında kalan çerçeve elemanlarının elastik sınırlar içinde kalması öngörüldü ve narinlik oranı sınır değerinin elastik bölgede kalacak şekilde verildiği düşünülmektedir.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çapraz elemanları ile ilgili herhangi bir narinlik sınırı yer almamaktadır [3,4].

2.8.2 Bağ Kirişleri

* Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, her çapraz elemanın en az bir ucunda bağ kirişi bulunması gerektiği belirtilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de bu koşul aynı şekilde yer almaktadır [3,4].

* Bağ kirişinin boyunun, ‘Bağ Kirişi - Kolon Birleşimi’ özel durumun dışında, aşağıdaki şekilde belirlenebileceği belirtilmektedir.

$$1.0 M_p / V_p \leq e \leq 5.0 M_p / V_p \quad (2.31)$$

- e mesafesi arttıkça sistem davranışı, merkezi çapraz çerçeveden ($e/L=0$), moment aktaran çerçeve sistemine ($e/L=1$) doğru değişmektedir. Bu nedenle e mesafesinin optimum olarak ayarlanması gerektiği belirtilmektedir [10].

* Bağ kirişlerinin, düşey yükler ve deprem etkilerinden oluşan tasarım iç kuvvetleri (kesme kuvveti, eğilme momenti ve eksenel kuvvet) altında boyutlandırılması gerektiği belirtilmektedir.

* Bağ kirişinin V_d tasarım kesme kuvvetinin, aşağıdaki koşulların her ikisini de sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

$$V_d \leq V_p \quad (2.32)$$

$$V_d \leq 2M_p / e \quad (2.33)$$

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de uç momentlerin eşitliği kabulüyle aynı koşul verilmektedir [3,4].

* Bağ kirişi tasarım eksenel kuvvetinin

$$N_d / \sigma_a A > 0.15 \quad (2.34)$$

olması halinde, Denk.(2.35) ve Denk.(2.36)’te M_p ve V_p yerine

$$M_{pn} = 1.18 M_p \left[1 - \frac{N_d}{\sigma_a A} \right] \quad (2.35)$$

$$V_{pn} = V_p \sqrt{1 - (N_d / \sigma_a A)^2} \quad (2.36)$$

değerleri kullanılması gerektiği belirtilmiştir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de bu değerler de benzer şekilde verilmektedir [3,4].
- Bunların yanısıra SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, $N_d / \sigma_a A \leq 0.15$ olması durumunda bağ kirişinin dizayn kesme dayanımının hesabında eksenel kuvvetin etkisini göz önüne almaya gerek olmadığı şeklinde bir ifade verilmektedir [3,4].
- SPSSB 2002’de ve SPSSB 2005’de de bağ kirişi gövdesinin tek parça olması gerektiği, takviyeye izin verilmeyeceği ve gövde levhasında boşluk açılmayacağı belirtilmektedir [3,4].
- Gövde levhasının her iki parçalı olarak takviye edildiği durumlarda inelastik deformasyonların hedeflendiği gibi kiriş ve takviye levhası tarafından tam anlamıyla paylaşımı sağlanamamaktadır. Çift parçalı bağ kirişinde elemanın plastikleşmesi sırasında kaynakların beraber çalışması oldukça güç gözükmektedir.
- Gövde levhasına boşluk açılması durumunda özellikle kesme bağ kirişlerinde yüksek kayma kuvveti nedeniyle gerilme yığılmaları oluşmaktadır. Bu durumda hedeflenen enerji yutumu gerçekleşmeden bağ kirişi gevrek şekilde kırılmasının söz konusu olacağı düşünülmektedir.

- İlk kattaki bağ kirişlerinin en fazla inelastik deformasyonlara maruz kaldığının deneysel olarak ve analitik olarak belirlendiği ifade edilmektedir [3,4]. Bu durumun yumuşak kat mekanizmasına yol açacağı ayrıca daha üstteki katlardaki bağ kirişlerde plastik dönmeleri azaltacağı ve bu yüzden ilk iki veya üç katta daha korunumlu bir dizayn yapılması gerektiği belirtilmektedir. Bu sebeple ilk iki veya üç kattaki bağ kirişlerinin dizayn kesme dayanımlarının %10 arttırılması tavsiye edilmektedir [11].

2.8.3 Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

* Bağ kirişinin üst ve alt başlıkları kirişin iki ucunda, kolon kenarında düzenlenen bağ kirişlerinde ise kirişin bir ucunda, yanal doğrultuda mesnetlenmesi ve yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli dayanımının, kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.06'sından daha az olmaması gerektiği belirtilmektedir.

- Yanal mesnet, bağ kirişi ve çapraz elemanının stabilitesini sağlamak amacıyla bağ kirişinin her iki tarafında uygulanmaktadır. Uygulanacak mesnet, bağ kirişi ve kat kirişinin diğer kısmının yanal burulmalı burkulmaya ayrıca çapraz elemanının düşey düzleminin o noktada yanal deplasmana karşı tutulmasını sağlamaktadır.
- SPSSB 2002'de yanal mesnetlerin bağlantı kirişinin alt ve üst başlığını tutacak şekilde tasarlanması gerektiği belirtilmektedir. Yanal doğrultudaki mesnetlerin dayanımının kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin % 6'sı olduğu verilmektedir ($0.06b_f t_f F_y$) [3].
- SPSSB 2005'de ise yanal doğrultudaki mesnetlerin dayanımının $0.06M_r/h_0$ olması gerektiği verilmektedir [4].

Burada;

M_r : Beklenen eğilme dayanımı

h_0 : Başlıkların ağırlık merkezleri arası uzaklık olarak verilmektedir.

* Ayrıca, bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü de, $0.45b_{bf}\sqrt{E_s/\sigma_a}$ aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği ve bu mesnetlerin gerekli dayanımının, kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.01'inden daha az olmayacağı verilmektedir.

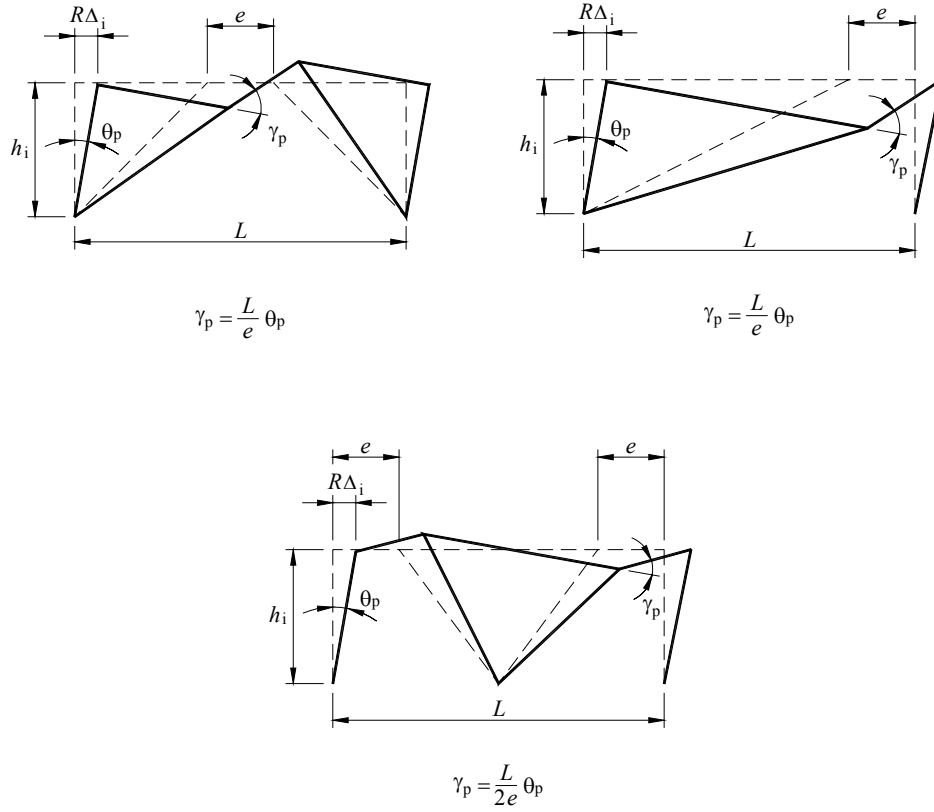
- Bağ kirişi dışında kalan bölümlerde de herhangi bir yerel burkulma olmaması için, o bölümlerin de yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerektiği düşünülmektedir.
- * Betonarme döşemelerin elik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı elik taşıyıcı sistemlerde yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu olmadığı belirtilmektedir.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de kompozit döşemelerin, kirişlerin üst başlıkları için yeterli bir yanal mesnet oluşturdukları halde alt başlıkları için tek başlarına yeterli mesnet görevini göremediği ve alt başlık için gerekli önlemin alınması gerektiği ifade edilmektedir [3,4].

2.8.4 Bağ Kirişinin Dönme Açısı

Bağ kirişinin bulunduğu i ’ inci katın Δ_i göreli kat ötelemesine bağlı olarak

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (2.37)$$

denklemini ile bulunan göreli kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen γ_p bağ kirişi dönme açısının aşağıda verilen sınır değerleri aşamayacağı verilmektedir (şekil 2.8).



Şekil 2.8: Çeşitli Bağ Kirişi Teşkilleri İçin Dönme Açıları [1]

(a) Bağ kirişi uzunluğunun $1.6M_p/V_p$ 'ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.10 radyan.

(b) Bağ kirişi uzunluğunun $2.6M_p/V_p$ 'ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.03 radyan.

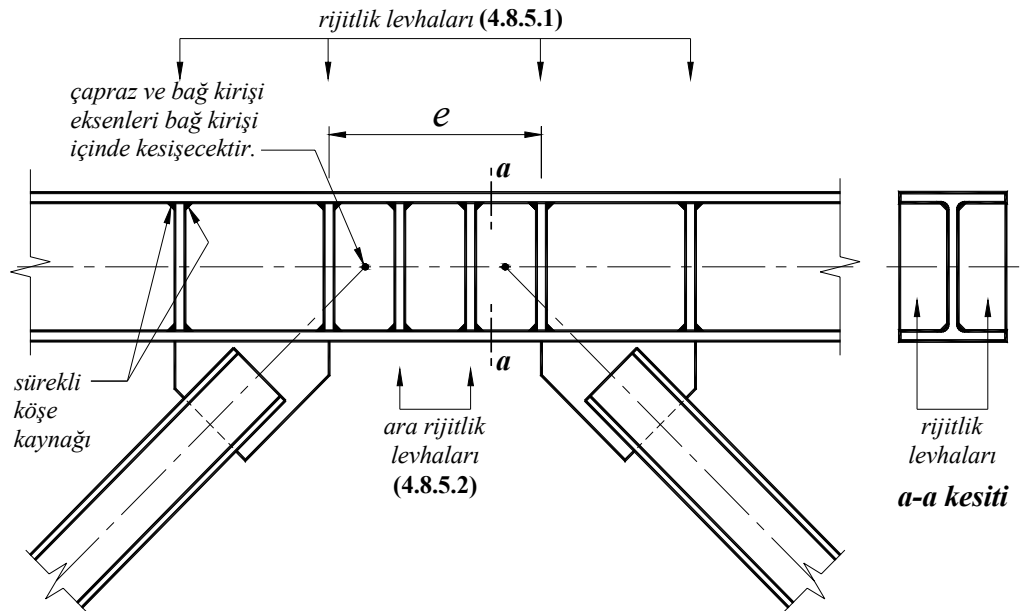
Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

- Dış Merkez Güçlendirilmiş Çerçeve sistemleri için yapılan araştırmalarda iyi berkitilmiş kesme bağ kirişlerinin çevrimsel yüklemeler altında, ± 0.10 radyan plastik dönmeye dayandığı; yine iyi berkitilmiş uzun bağ kirişlerinin çevrimsel yüklemeler altında ± 0.015 den ± 0.09 radyan değerleri arasında plastik dönme yapabildikleri gözlenmiştir. SPSSB 2002'de ve SPSSB 2005'de de kesme bağ kirişleri için plastik dönme üst sınır değeri 0.08 radyan, moment bağ kirişleri için ise 0.02 radyan olarak verilmektedir [3,4].

2.8.5 Rijitlik (Berkitme) Levhaları

* Çapraz elemanların bağ kirişine ve uzantılarına doğrudan yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenmesi gerektiği, rijitlik levhalarının, aksi belirtilmedikçe, bağ kirişi gövde levhasının her iki tarafına konulacağı, gövde levhası yüksekliğinde ve yarım başlık levhası genişliğinde olacağı belirtilmektedir (Şekil 2.9). Rijitlik levhalarının kalınlığının, gövde levhası kalınlığının 0.75'inden ve 10 mm'den az olmayacağı ve bağ kirişinin gövdesine bağlayan sürekli köşe kaynaklarının, rijitlik levhasının enkesit alanı ile malzeme akma gerilmesinin çarpımından oluşan kuvvetleri aktaracak kapasitede olması gerektiği belirtilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005'de, deneysel çalışmaların sonucunda özellikle kesme bağ kirişlerinde berkitme levhalarının kullanılmasının gövde burkulmasını geciktirdiği, dolayısıyla bağ kirişinin plastik dönme kapasitesini arttırdığı ifade edilmektedir [3,4].
- Bu maddede belirtilen berkitme levhası genişliği yarım başlık levhası genişliğinde olduğu zaman berkitme levhasının dışarıya taşması söz konusu olmaktadır.



Şekil 2.9 : Çapraz-Bağ Kirişi Birleşimi ve Rijitlik Levhaları [1]

* Bağlantı kirişi uçlarındaki rijitlik levhalarına ek olarak, aşağıda tanımlanan ara rijitlik levhalarının konulması gerektiği belirtilmektedir.

(a) Boyu $1.6M_p/V_p$ 'den daha kısa olan bağ kirişlerinde, ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları, bağ kirişi dönme açısının 0.10 radyan olması halinde $(30 t_w - d_b/5)$ 'den, bağ kirişi dönme açısının 0.03 radyandan daha küçük olması halinde ise $(52 t_w - d_b/5)$ 'den daha az olmayacaktır. Dönme açısının ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

- Bu koşulda, verilen sınır değerlerden ‘daha az olmayacaktır’ ifadesinin, verilen sınır değerlerden ‘daha fazla olmayacaktır’ şeklinde olması gerektiği düşünülmektedir.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de aynı (0.10 ve 0.03 hariç) sınır değerler verilip, bu rijitlik levhalarının aralıklarının bu sınır değerlerden fazla olamayacağı belirtilmektedir. 0.10 yerine 0.08, 0.03 yerine ise 0.02 radyan değerleri verilmektedir [3,4].

(b) Boyu $2.6M_p/V_p$ 'den büyük ve $5M_p/V_p$ 'den küçük olan bağ kirişlerinde, bağ kirişi uçlarından $1.5b_{bf}$ uzaklıkta birer rijitlik levhaları konulacaktır.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, uzun bağ kirişleri için yapılan deneylerde numune performanslarına dayanarak, başlık yerel burkulmasını ve yanal burulmalı burkulmayı önlemek amacıyla bağ kirişi bitiminden, bağ kirişinin her iki tarafına da bağ kirişi başlık genişliğinin 1.5 katı kadar uzaklığa berkitme konulması gerektiği belirtilmektedir [3,4].

(c) Boyu $1.6M_p/V_p$ ve $2.6M_p/V_p$ arasında olan bağ kirişlerinde, (a) ve (b)’ de belirtilen ara rijitlik levhaları birlikte kullanılacaktır.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de aynı koşul verilmektedir [3,4].

(d) Boyu $5M_p/V_p$ 'den büyük olan bağ kirişlerinde ara rijitlik levhaları kullanılmayabilir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de aynı koşul yer almaktadır [3,4].
- DBYBHY 2006 Madde 4.8.2.2’de bağ kirişi uzunluğu için üst sınır olarak $5M_p/V_p$ verilirken, bu koşulda boyu $5M_p/V_p$ 'den büyük bağ kirişleri ifadesi yer almaktadır. Bu durumda bağ kirişi uzunluğu üst sınırı olarak verilen sınırdan daha büyük bir bağ kirişi tanımlanmış olmaktadır.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de ara rijitlik levhalarının tanımı yapılırken, tam gövde yüksekliği kadar yani tam gövdenin içine sığacak kadar olması gerektiği belirtilmektedir. Ayrıca derinliği 635 mm’den daha az olan bağ kirişlerinde ara rijitlik levhalarının bağ kirişinin tek tarafında yapılabileceği ve kalınlığının kirişin gövde kalınlığından ve 10 mm’den daha az olamayacağı, genişliğinin ise $(b_f/2) - t_w$ ’den az olamayacağı belirtilmektedir. Derinliği 635 mm’yi geçen bağ kirişlerinde ise ara rijitlik levhalarının bağ kirişinin iki tarafına da yapılmasının gerektiği, kalınlığı ve genişliği içinde aynı sınırların geçerli olduğu verilmektedir [3,4].

2.8.6 Çaprazlar, Kat Kirişleri ve Kolonlar

* Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinde kesit seçimi sonucunda hesaplanan M_p/M_d ve V_p/V_d Tasarım Büyütme Katsayıları’nın büyüğü ile çarpımı suretiyle belirleneceği verilmektedir.

- Bağ kirişlerinin 3 tür davranış sergileyebileceği belirtilmektedir [3,4,12].
 - ◆ $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ olan bağ kirişlerinde, göçme mekanizmasına bağ kirişinin plastik kesme kapasitesine ulaşılması ile ulaşılır.
 - ◆ $1.6 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ arasında olan bağ kirişlerinde, göçme mekanizmasına kesme ve eğilmenin ortak etkisi ile ulaşılır.
 - ◆ $e > 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ olan bağ kirişlerinde ise, göçme mekanizmasına bağ kirişinin plastik plastik moment kapasitesine ulaşması ile ulaşılır.
- Genellikle $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ olan bağ kirişlerinin kullanılması tavsiye edilmektedir. B

Malley ve Popov’un yaptığı çalışmalar göre,kesme bağ kirişlerinin çevrimsel yüklerin etkisinde büyük dönme yapabilen dolayısıyla deprem yüklerini büyük ölçüde yutabilen elemanlar olduğu belirtilmektedir [13]. Bu bağ kirişlerinin göçme mekanizmasına ulaşması elemanın kesme kapasitesine ulaşması ile

olduğu için DBYBHY Madde 4.8.6.1’de verildiği gibi iç kuvvetlerin (moment de dahil) M_p/M_d ve V_p/V_d Tasarım Büyütme Katsayıları’nın büyüğü ile çarpımı kullanılırsa çok fazla büyük, kesitin kapasitesini çok aşan kesit tesirleri ortaya çıkar. Örneğin bir kesme bağ kirişindeki M_d tasarım eğilme momenti ve V_d tasarım kesme kuvveti değerleri verilen katsayılardan büyüğü ile çarpılırsa elde edilen tesirlerden kesme tesiri kirişin plastik kesme kapasitesini bile aşar kaldı ki buna ek olarak bide eğilme momenti tesiri yer almaktadır. Zaten Von-Misses akma bağıntısına göre de kesme kapasitesine ulaşmış bir kesit başka kuvvet taşıyamaz, dolayısıyla yukarıda verilen işlemler yapılırsa kesiti plastikleştirilen kuvvetlerin; plastik kapasitesini aşan bir kesme kuvveti ve büyük bir moment değeri olduğu görülür. Bu durumda imkansız olduğu görülmektedir.

- Çalışmanın devamında verilen proje uygulamasında görüleceği gibi, kesme bağ kirişlerinde, V_d dizayn kesme kuvveti M_p/M_d ve V_p/V_d tasarım katsayılarından küçüğü ile çarpılırsa kirişin plastik kesme kapasitesine ulaşılır. Plastik kapasitesine ulaşan bir eleman zaten daha fazla yük taşıyamayacağından dolayı, elemanın hem V_d tasarım kesme kuvvetini hem de M_d dizayn momentini de bu katsayıyla çarparak büyütmenin doğru olmayacağı düşünülmektedir.
- Bu konuda AISC referanslı kaynaklarda ise, kesme bağ kirişlerinde, elemanın V_p plastik kesme kapasitesi, bağ kirişi uç momentlerine dönüştürülerek, bağ kirişi dışında kalan kısmın kontrolü yapılmaktadır.
- * Çaprazların, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacağı belirtilmektedir.
- Çaprazlar boyutları kontrol edilirken gözönüne alınması gereken kuvvetler; tasarım kuvvetlerinin $1.25 \times \frac{V_p}{V_d} \times D_a$ ya da $1.25 \times \frac{M_p}{M_d} \times D_a$ ile çarpımı sonucu elde edilen kuvvetler olmaktadır.
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, yapılan deneyler sonucunda doğru şekilde teşkil edilmiş dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve sistemlerinde bağ kirişi akma dayanımının 1.5 katına varan pekleşme gerilmelerine ulaşılabilirdiği belirtilmektedir. Ancak pekleşme katsayısı yaklaşık ve ortalama bir değer olarak 1.25 verilmektedir [3,4].
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de aynı sınır değerler verilmektedir [3,4].

* Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacağı belirtilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, yapılan deneyler sonucunda bağ kirişinin kesme dayanımı pekleşmeden dolayı yaklaşık 1.25 katına çıkabildiği belirtilmektedir. Ancak pekleşme katsayısı yaklaşık ve ortalama bir değer olarak 1.1 verilmektedir [3,4].
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de de aynı sınır değerler verilmektedir [3,4].
- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de amaç; bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü ile çaprazların elastik olarak kalmasını sağlamak olarak ifade edilmektedir [3,4].

* Kolonlarda, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılması gerektiği ve ayrıca, kolonun taşıma kapasitesinin aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

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

(b) Arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

2.8.7 Çapraz - Bağ Kirişi Birleşimi

* Çaprazların bağ kirişi ile birleşim detayının, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılması gerektiği belirtilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, çapraz elemanın kirişe olan bağlantısında, çapraz elemanın ekseninin kirişle kesiştiği yerin bağ kirişinin ucunda veya bağ kirişinin içinde olması gerektiği belirtilmektedir [3,4].

2.8.8 Bağ Kirişi - Kolon Birleşimi

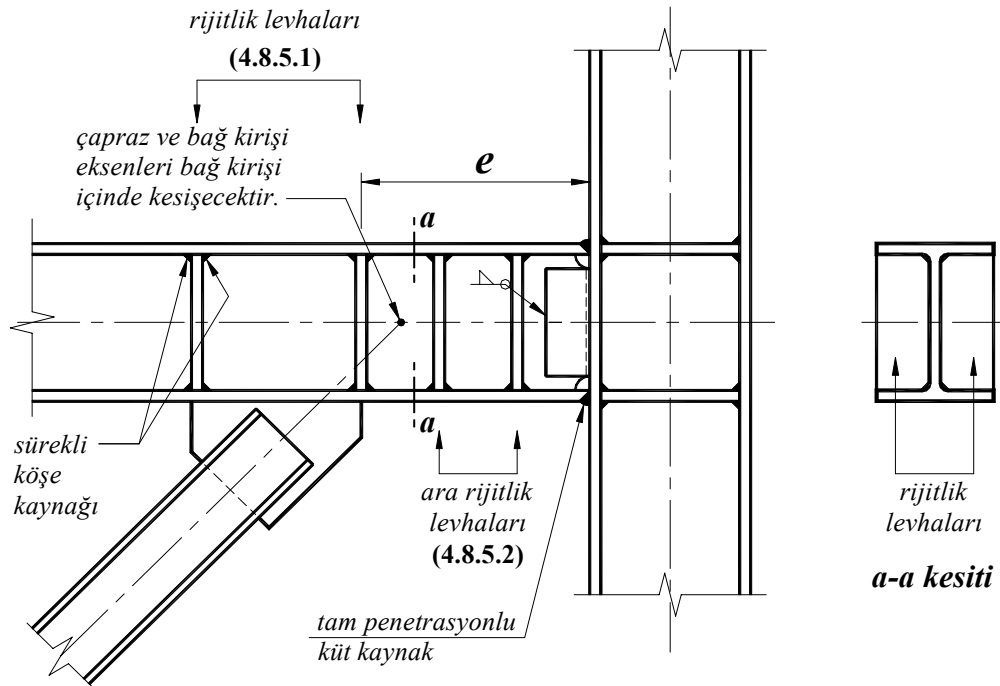
* Kolona birleşen bağ kirişinin boyu

$$e \leq 1.6M_p / V_p \quad (2.38)$$

koşulunu sağlaması gerekmektedir.

* Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme ve kesme dayanımlarının, sırasıyla bağ kirişinin M_p eğilme momenti kapasitesinden ve V_p kesme kuvveti kapasitesinden daha az olmayacağı ve bağ kirişi başlıklarının kolona bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak uygulanacağı belirtilmektedir.

- SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de, Northridge depreminden önce, bağ kirişi-kolon birleşimlerinin süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeve birleşimler gibi yapıldığı fakat daha sonradan bunun doğru olmadığı anlaşıldığı çünkü bu iki sistemin yük ve deformasyon taleplerinin farklı olduğu belirtilmektedir. Bağ kirişi-kolon birleşimlerinin önceden test edilmesi gerektiği belirtilmektedir. Fakat en uygun olanın ise bağ kirişi-kolon birleşimlerinden kaçınmak olduğu belirtilmektedir [3,4].
- Engelhardt ve Popov’un yaptığı deneysel çalışmalar sonucunda, boyu $e \leq 1.6M_p / V_p$ ’den uzun olan bağ kirişlerinde, bağ kirişi başlıklarında kırılmalar olduğu ve yeterli inelastik dönme yapamadıkları belirtilmektedir [12].



Şekil 2.10: Bağ Kirişi-Kolon Birleşimi ve Rijitlik Levhaları [1]

2.8.9 Kiriş - Kolon Birleşimi

* Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün kolon ile birleşim detayı kiriş gövde düzlemi içinde mafsallı olarak yapılabileceği, ancak bu bağlantının, kiriş başlıklarının eksenel çekme kapasitesinin 0.01'ine eşit, enine doğrultuda ve ters yönlü kuvvetlerin oluşturduğu burulma momentine göre boyutlandırılacağı belirtilmektedir.

2.9 Temel Bağlantı Detayları

* Çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilmeleri kontrolleri yapılması gerektiği ve ayrıca, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesinin aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlaması gerektiği belirtilmektedir.

(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) Denk.(2.2a) ve Denk.(2.2b)'de verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

3. ÇERÇEVELERDE KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİM DETAYLARI

3.1 Kapsam ve Genel Hususlar

* Burada, en az 0.04 radyan Görelî Kat Ötelemesi Açısı'nı (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olduğu deneysel ve/veya analitik yöntemlerle kanıtlanmış olan çeşitli bulonlu ve kaynaklı birleşim detayı örnekleri verilmektedir [1].

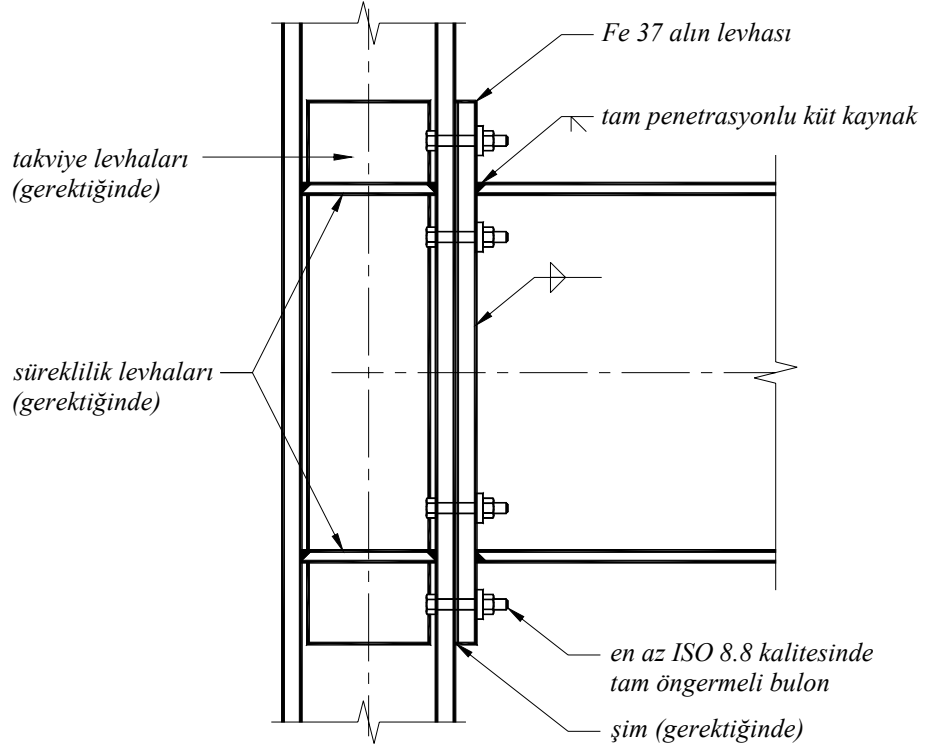
* Bu detayların, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde, kendilerine ait olarak tablolar halinde verilen uygulama sınırları çerçevesinde kullanılabilecekleri, süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde ise koşulsuz olarak kullanılabilecekleri ifade edilmektedir [1].

* Birleşim detaylarının dayanım hesaplarının ve kapasite kontrol tahkiklerinin, süneklik düzeyi yüksek ve normal çerçeveler için, verilen esaslara uygun olarak yapılması gerektiği belirtilmektedir [1].

3.2 Kiriş - Kolon Birleşim Detayları

3.2.1 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

Alın levhalı, bulonlu kiriş-kolon birleşim detayı Şekil 3.1'de verilmektedir. Detayda, Fe 37 çeliğinden yapılan alın levhası kirişin başlık levhalarına tam penetrasyonlu küt kaynak ile, gövde levhasına ise çift taraflı köşe kaynağı ile birleştirilmektedir. Alın levhasının kolona bağlantısı için, en az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli bulonların kullanılması gerektiği belirtilmektedir [1].



Şekil 3.1: Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı [1]

Tablo 3.1: DBYYHY 2006'ya Göre Alın Levhalı Bulonlu Kiriş - Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [1]

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 750 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme
Alın levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

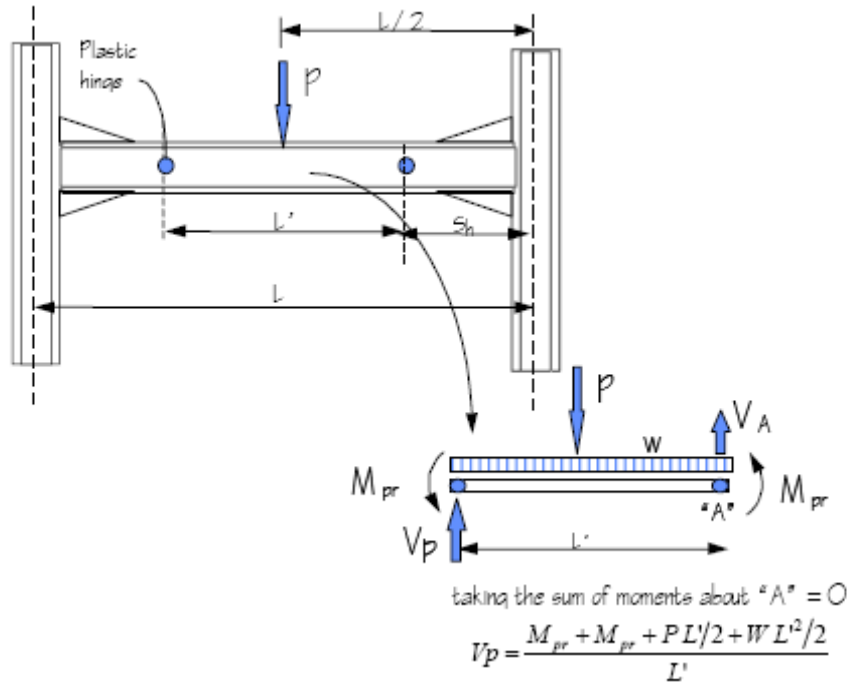
- Bu birleşim detayının uygulanışı, kullanılabilirliği ve hesap yöntemleri hakkında FEMA 350'de daha ayrıntılı açıklamalar yer almaktadır.
- FEMA 350'de yer alan bu açıklamalara aşağıda yer verilmektedir.
- Bu tablolarda bahsi geçen bölümler FEMA 350'de yer alan bölümlerdir.

Tablo 3.2: FEMA 350'ye Göre Alın Levhalı Bulonlu Kiriş - Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [7]

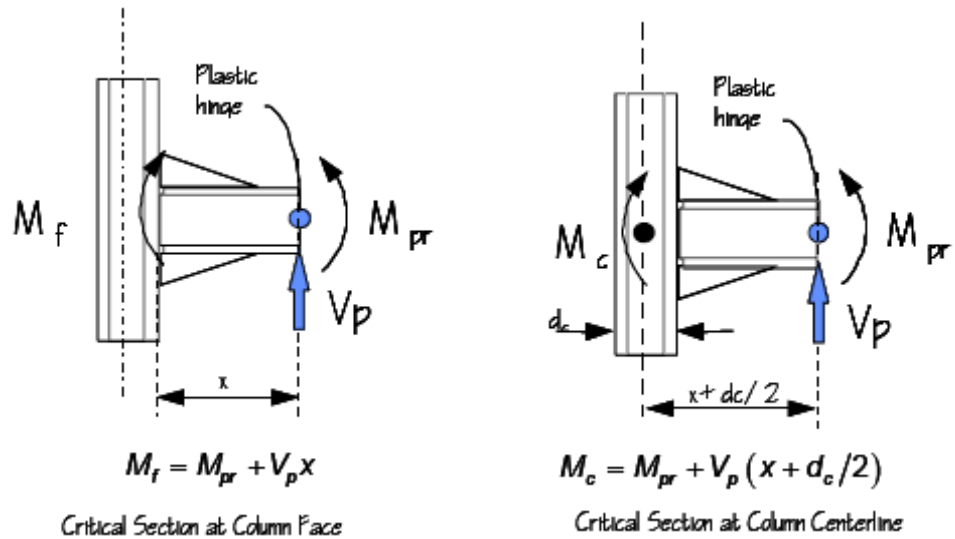
Genel	
Uygulanabilecek Sistemler	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Plastik Mafsalın Yeri	$S_h = d_c + t_{pl} + d_b / 3$
Kritik Kiriş Parametreleri	
Maximum Derinlik	W30 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W24 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Minimum Açıklık/Derinlik Oranı	5 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler 7 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Başlık Kalınlığı	¾ inc ≈ 1.91 cm
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 992 , A913 Grade 50 /S 75
Kritik Kolon Parametreleri	
Derinlik	Sınırsız → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W8,W10,W12,W14→ Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Başlık Kalınlığı	Bölüm 3.6.1.1 , 7. Adım
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 913 Grade 50/65 , A992
Kolon-Kiriş İlişkisi	
Panel Bölgesi Dayanımı	Bölüm 3.3.3.2 , Bölüm 3.6.1.1 . Adım 9
Kolon/Kiriş Eğilme Dayanımı Oranı	Bölüm 2.9.1
Bağlantı Detayları	
Bulonlar	
Bulon Çapı	Bölüm 3.6.1.1 , Adım 2
Bulon Sınıfı	A 325 & A 490
Öngerme Koşulları	Öngermeli
Pul	F436
Delik Tipi	Standart
Alın Plakası	
Alın Plakası Kalınlığı	Bölüm 3.6.1.1 , Adım 3 , Adım 4
Alın Plakası Malzemesi	A36
Başlık Kaynakları	
Kaynak Türü	CJP kaynağı
Dolgu Malzemesi	Bölüm 3.3.2.4
Kaynak Ulaşım Deliği	İzin verilmez
Gövde Bağlantısı	Şekilde Gösteriliyor
Süreklilik Plakası Kalınlığı	Bölüm 3.6.1.1 , Adım 6 , Adım 8

3.2.1.1 FEMA 350'ye Göre Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı Hesap Adımları [7,14]

- o **1. Adım :** M_f ve M_c momentleri FEMA 350 Bölüm 3.2.7'de açıklandığı gibi bulunur.



Şekil 3.2: M_p ve V_p Kuvvetleri [7]



Şekil 3.3: M_f ve M_c Kuvvetleri [7]

$$M_{pr} = W_p \times \sigma_a \quad (3.1)$$

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr} + P \times L' / 2 + W \times L'^2 / 2}{L'} \quad (3.2)$$

$$M_f = M_{pr} + V_p \times x \quad (3.3)$$

$$M_c = M_{pr} + V_p \times (x + d_c / 2) \quad (3.4)$$

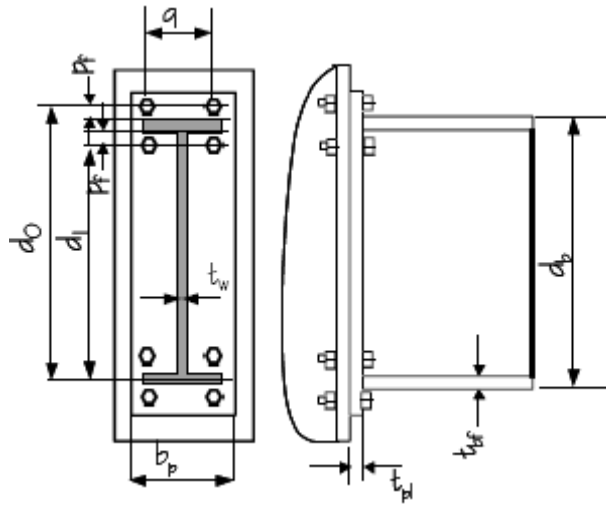
M_f : Kolon başlık yüzeyindeki moment

M_c : Kolon ağırlık eksenı üzerindeki moment

o **2. Adım:** Aşağıda verilen denklemler kullanılarak bulon çapları seçilir.

$$M_f < 2T_{ub}(d_o + d_i) \quad (3.5)$$

T_{ub} : Bir bulonun diş dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvvetidir.



Şekil 3.4: Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı Alın Plakası Geometrisi [7]

d_o ve d_i şekilde gösterilmiştir.

o **3. Adım:** Aşağıdaki eşitsizlik, A_b bulon enkesiti tarafından sağlanırsa seçilen bulon uygundur ve kesme nedeniyle yük taşıma kapasitesi kaybı söz konusu değildir.

$$A_b \geq \frac{\frac{2M_f}{L-d_c} + V_g}{3F_v} \quad (3.6)$$

A_b : Bulon gövde enkesit alanı

L : Kolon geometrik eksenleri arasındaki mesafe

V_g : Kolon başlık yüzeyinde gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

d_c : Kolon kesit yüksekliği

- o **4. Adım:** Alın levhasında eğilmeden kaynaklanan akmalari önlemek için, gerekli t_p minimum levhası kalınlığı aşağıda verilen ifadelerden hesaplanır.

$$t_p = \sqrt{\frac{M_f}{0,8F_{yp} \left\{ (d_b - p_t) \left[\frac{b_p}{2} \left(\frac{1}{p_t} + \frac{1}{s} \right) + (p_f + s) \frac{2}{g} \right] + \frac{b_p}{2} \left(\frac{d_b}{p_f} + \frac{1}{2} \right) \right\}}} \quad (3.7)$$

F_{yp} : Alın levhasının akma sınır gerilmesi

g : Bulon sıraları arasındaki yatay mesafe

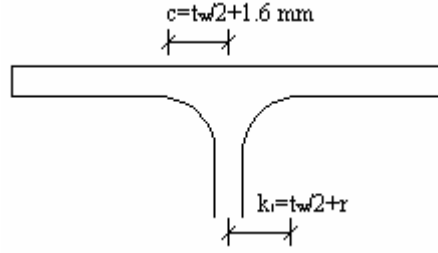
- o **5- Adım:** Alın levhasında kaymadan dolayı akma oluşmaması için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$t_p = \frac{M_f}{1,1F_{yp} b_p (d_b - t_{bf})} \quad (3.8)$$

- o **6- Adım:** Kiriş başlık çekme kuvvetine dayanacak minimum kolon başlık kalınlığı t_{fc} aşağıdaki ifadeden hesaplanır.

$$t_{fc} = \sqrt{\frac{M_f}{2F_{yc} c} C_1} \quad (3.9)$$

$$C_1 = \frac{g}{2} - k_1 \quad (3.10)$$



Şekil 3.5: c uzunluğu [14]

Eğer kolon başlık kalınlığı hesaplanan değerden küçükse süreklilik levhaları kullanılır.

- o **7 Adım:** Eğer süreklilik levhaları gerekirse kolon başlık kalınlığının aşağıdaki koşulu sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir.

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{M_f}{\frac{2(d_b - t_{bf})}{0,8F_{yc}Y_c}}} \quad (3.11)$$

$$Y_c = \left(\frac{c}{2} + s\right) \left(\frac{1}{C_2} + \frac{2}{C_1}\right) + (C_2 + C_1) \left(\frac{4}{c} + \frac{2}{s}\right) \quad (3.12)$$

$$C_1 = \frac{g}{2} - k_1 \quad (3.13)$$

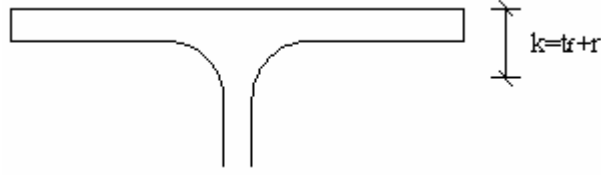
$$C_2 = \frac{b_{cf} - g}{2} \quad (3.14)$$

$$s = \sqrt{\frac{C_1 C_2}{C_2 + 2C_1} (2b_{cf} + 4k_1)} \quad (3.15)$$

Eğer t_{fc} hesaplanan değerden küçükse, başlık kalınlığı daha büyük bir profil seçilir.

- o **8 Adım:** Kolon başlık kalınlığının, kiriş başlığı basınç etkisi açısından uygunluğu aşağıdaki ifadeye göre kontrol edilir.

$$t_{cf} = \frac{M_f}{(d_b - t_{bf}) (6k + 2t_{pl} + t_{bf}) F_{yc}} \quad (3.16)$$



Şekil 3.6: k uzunluğu [14]

Eğer t_{fc} yukarıdaki denklemin verdiği değerden küçükse, süreklilik levhaları kullanılacaktır.

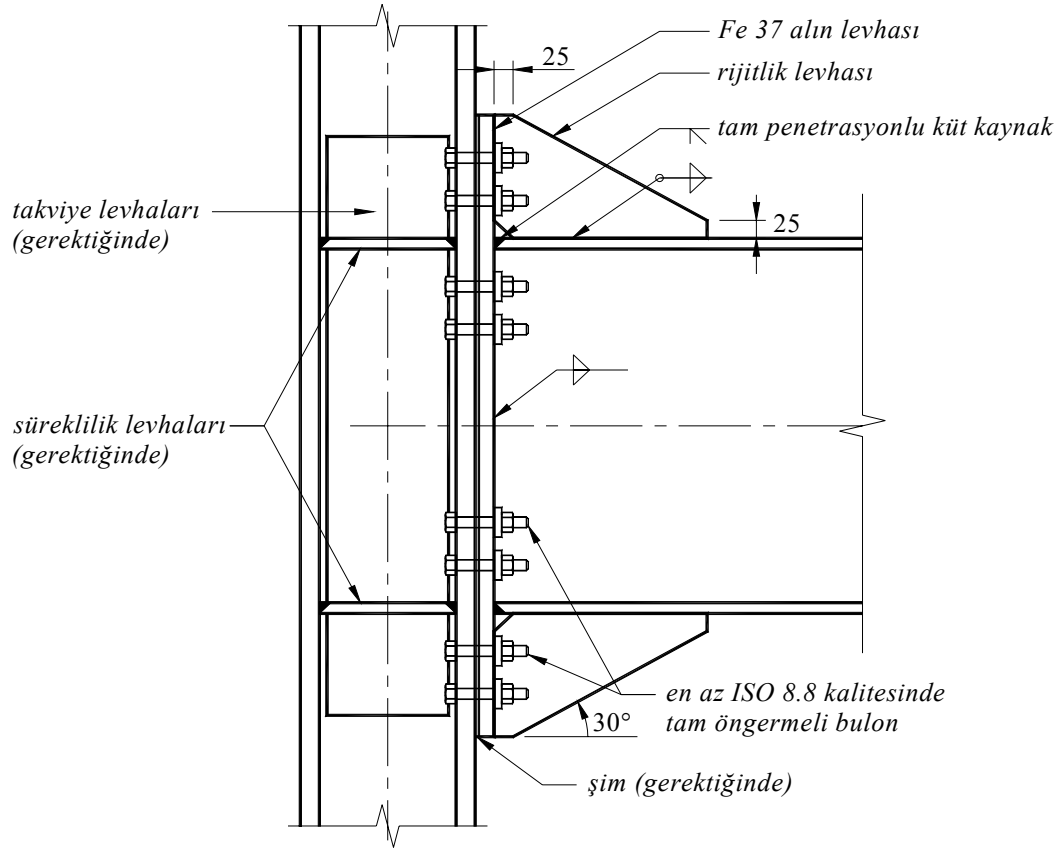
o 9 Adım: Kayma bölgesi kayma kuvveti taşıma kapasitesini aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \times \left[1 + \frac{3 b_c t_{cp}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (3.17)$$

- Görüldüğü gibi FEMA 350’de birleşim detayına ait bütün özelliklerin yanı sıra hesap yönteminden de bahsedilmektedir.

3.2.2. Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

Rijitlik levhaları ile takviye edilmiş alın levhalı, bulonlu kiriş-kolon birleşim detayı Şekil 3.7’de verilmektedir. Detayda, Fe 37 çeliğinden yapılan alın levhası kirişin başlık levhalarına küt kaynak ile, gövde levhasına ve rijitlik levhalarına ise çift taraflı köşe kaynağı ile birleştirilmektedir. Alın levhasının kolona bağlantısı için, en az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli bulonların kullanılması gerektiği belirtilmektedir.



Şekil 3.7: Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı [1]

Tablo 3.3: ABYYHY 2006'ya Göre Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Kiriş -Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [1]

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme
Alın levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

- Bu birleşim detayının uygulanışı, kullanılabilirliği ve hesap yöntemleri hakkında FEMA 350'de daha ayrıntılı açıklamalar yer almaktadır.
- FEMA 350'de yer alan bu açıklamalara aşağıda yer verilmektedir.
- Bu tablolarda bahsi geçen bölümler FEMA 350'de yer alan bölümlerdir.

Tablo 3.4: FEMA 350'ye Göre Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Kiriş -Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [7]

Genel	
Uygulanabilecek Sistemler	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Plastik Mafsallın Yeri	$S_h = d_c / 2 + t_{pl} + L_{st}$
Kritik Kiriş Parametreleri	
Maximum Derinlik	W36
Minimum Açıklık/Derinlik Oranı	5 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler 7 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Başlık Kalınlığı	1 inc $\approx$ 2,54 cm
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 992 , A913 Grade 50 /S 75
Kritik Kolon Parametreleri	
Derinlik	Sınırsız → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W12,W14 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Başlık Kalınlığı	Bölüm 3.6.2.1 , 6. Adım
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 913 Grade 50/65 , A992
Kolon-Kiriş İlişkisi	
Panel Bölgesi Dayanımı	Bölüm 3.6.2.1 . Adım 7
Kolon/Kiriş Eğilme Dayanımı Oranı	Bölüm 2.9.1
Bağlantı Detayları	
Bulonlar	
Bulon Çapı	Bölüm 3.6.2.1 , Adım 1
Bulon Sınıfı	A 325 & A 490
Öngerme Koşulları	Öngermeli
Pul	F436
Delik Tipi	Standart
Alın Plakası	
Alın Plakası Kalınlığı	Bölüm 3.6.2.1 , Adım 2
Alın Plakası Malzemesi	A 36
Başlık Kaynakları	
Kaynak Tipi	Şekilde veriliyor
Kaynak Malzemesi	Bölüm 3.3.2.4
Kaynak Ulaşım Deliği	İzin verilmemiş
Gövde Bağlantısı	Şekilde veriliyor
Süreklilik Levhası Kalınlığı	Bölüm 3.6.2.1 Adım 4 , Adım 5

3.2.2.1 FEMA 350'ye Göre Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı Hesap Adımları [7,14]

- o **1. Adım:** M_f ve M_c momentleri, FEMA 350 Bölüm 3.2.7'de açıklandığı gibi (B.k.z Denk 3.1, 3.2, 3.3, 3.4) bulunur.
- o **2. Adım:** Alın levhası ve bulon boyutları, aşağıda verilen denklem T_{ub} için çözülerek ve bulon tipi seçilerek belirlenir.

$$M_f < 3.4T_{ub}(d_0 + d_i) \quad (3.18)$$

T_{ub} : Bir bulonun dış dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvvetidir.

T_{ub} aşağıdaki denklemi sağlamalıdır ;

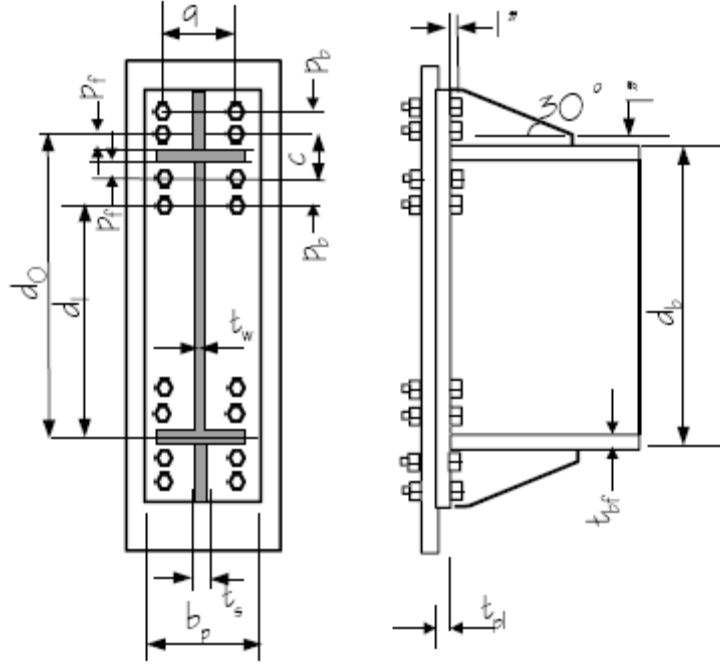
$$T_{ub} \geq \frac{0.00002305 p_f^{0.591} F_{fu}^{2.583}}{t_p^{0.895} d_{bt}^{1.909} t_s^{0.327} b_p^{0.965}} + T_b \quad (3.19)$$

d_{bt} : Bulon çapı

T_b : Kolona uygulanacak minimum öngerme kuvveti

F_{fu} : M_f momenti nedeniyle başlığa etkiyen kuvvet

Eğer T_{ub} yukarıdaki denklemi sağlamazsa bulon çapı değiştirilir.



Şekil 3.8: Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı Alın Plakası Geometrisi [7]

- o **3. Adım:** Birleşimin kesme etkisi ile yük taşıma kapasitesinin kaybetmemesi için uygun bulon çapı seçilir. Bunun için bulon enkesit alanı A_b aşağıdaki denklemi sağlamalıdır.

$$A_b \geq \frac{\frac{2M_f}{L-d_c} + V_g}{6F_v} \quad (3.20)$$

A_b : Bulon gövde enkesit alanı

L : Kolon geometrik eksenleri arasındaki mesafe

V_g : Kolon başlık yüzeyinde gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

d_c : Kolon kesit yüksekliği

- o **4. Adım:** Levhada eğilmeden dolayı oluşabilecek plastikleşmeleri ortadan kaldırmak için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı bulunur. Bunu için aşağıda verilen 2 denklemden bulunan büyük t_p seçilir.

$$t_p \geq \frac{0.00413 p_f^{0.25} g^{0.15} F_{fu}}{d_{bt}^{0.7} t_z^{0.15} b_p^{0.3}} \quad (3.22)$$

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \quad (3.23)$$

F_{fu} : M_f momenti nedeniyle başlığa etkiyen kuvvet

d_{bt} : Bulon çapı

- o **5. Adım:** Kiriş başlığındaki çekme kuvvetini karşılayabilecek minimum kolon başlık kalınlığı bulunur.

$$t_{cf} > \sqrt{\frac{\alpha_m F_{fu}(C_3)}{0,9F_{yc}(3,5p_b + c)}} \quad (3.24)$$

$$\alpha_m = C_a \times \left(\frac{A_f}{A_w} \right)^{1/3} \frac{C_3}{(d_{bt})^{1/4}} \quad (3.25)$$

$$C_3 = \frac{g}{2} - \frac{d_{bt}}{4} - k_1 \quad (3.26)$$

$C_a \rightarrow$ A325 bulon için 1.45 (A36 alın plakası kullanıldığı zaman)

$C_a \rightarrow$ A490 bulon için 1.48 (A36 alın plakası kullanıldığı zaman)

Kolon başlık kalınlığı yukarıdaki formülle bulunandan daha küçükse süreklilik plakaları kullanılır.

- o **6. Adım:** Kiriş başlığındaki basınç kuvvetini karşılayabilecek minimum kolon başlık kalınlığı bulunur.

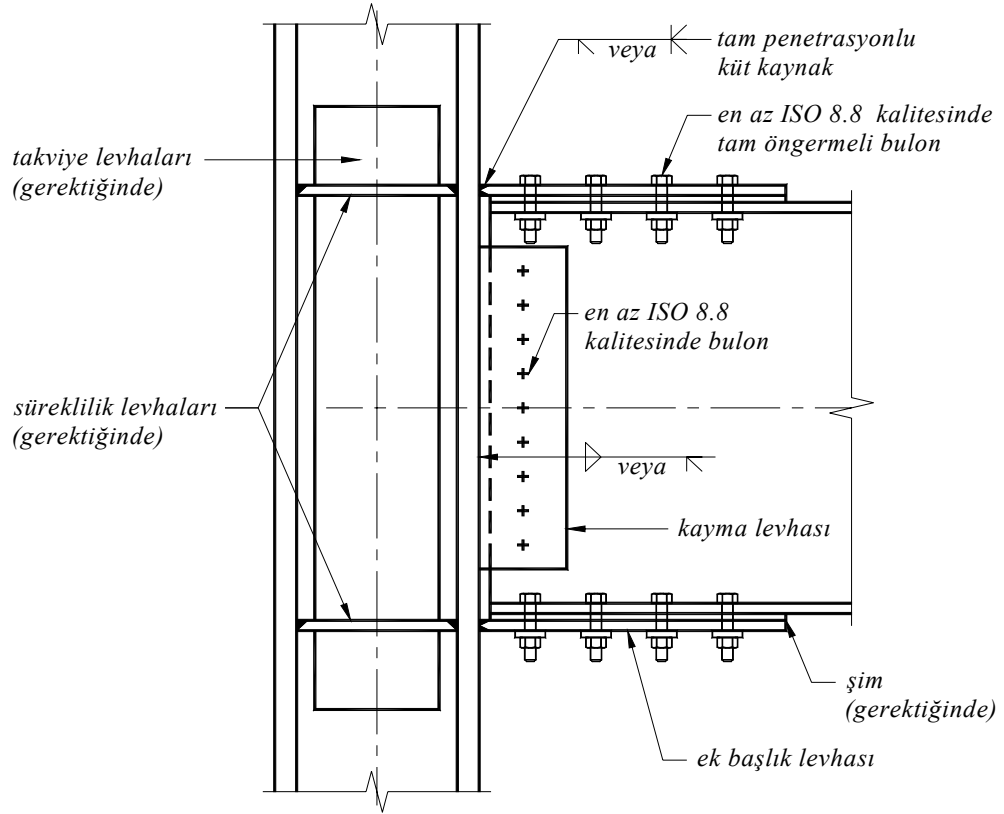
Bkz Denk. (3.16)

Kolon başlık kalınlığı bu formülle bulunandan daha küçükse süreklilik plakaları kullanılır.

- o **7. Adım:** Süreklilik plakası gerekirse, kolon başlık kalınlığı en az 4. adımda hesaplanan alın plakası kalınlığı kadar olmalıdır.
- o **8. Adım:** Kayma bölgesindeki kesme kuvveti ve dayanımı kontrol edilir.
- Görüldüğü gibi FEMA 350’de birleşim detayına ait bütün özelliklerin yanı sıra hesap yönteminden de bahsedilmiştir.

3.2.3 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı

Alın levhasız, bulonlu kiriş-kolon birleşim detayı Şekil 3.9’da verilmektedir. Detayda, kirişin kolona bağlantısı ek başlık levhaları ve gövdedeki kayma levhası ile sağlanmaktadır. Ek başlık levhaları kolona tam penetrasyonlu küt kaynak ile, kayma levhası ise küt kaynak veya köşe kaynağı ile birleştirilmiştir. Kiriş başlık ve gövde levhalarının ek başlık levhasına ve kayma levhasına bağlantısı için en az ISO 8.8 kalitesinde bulonların kullanılması gerektiği belirtilmektedir.



Şekil 3.9: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı [1]

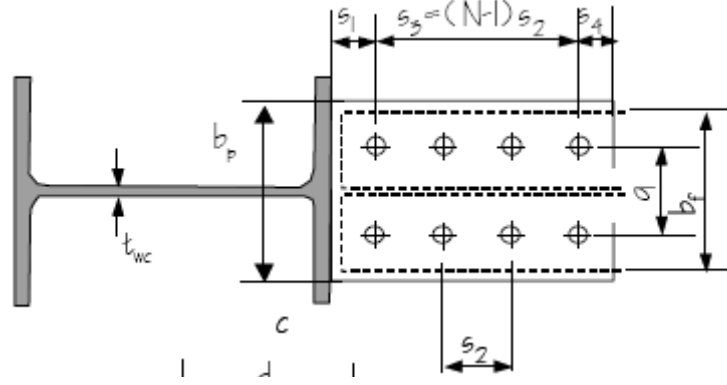
Tablo 3.5: DBYYHY 2006'ya Göre Alın Levhasız Bulonlu Kiriş – Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [1]

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 800 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 8
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
En büyük bulon boyutu	M 30
Başlık levhası bulonlarının öngerme koşulları	Tam öngerme
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	Fe 37, Fe 42, Fe 50
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

- Bu birleşim detayının uygulanışı, kullanılabilirliği ve hesap yöntemleri hakkında FEMA 350'de daha ayrıntılı açıklamalar yer almaktadır.
- FEMA 350'de yer alan bu açıklamalara aşağıda yer verilmektedir.
- Bu tablolarda bahsi geçen bölümler FEMA 350'de yer alan bölümlerdir.

Tablo 3.6: FEMA 350’ye Göre Alın Levhasız Bulonlu Kiriş – Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [7]

Genel	
Uygulanabilecek Sistemler	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Plastik Mafsallın Yeri	$S_h = d_c / 2 + L_p$
Kritik Kiriş Parametreleri	
Maximum Derinlik	W36 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W30 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Minimum Açıklık/Derinlik Oranı	5 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler 8 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Başlık Kalınlığı	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler 3/4 inc $\approx$ 1,91 cm Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 992 , A913 Grade 50 /S 75
Kritik Kolon Parametreleri	
Derinlik	Sınırsız → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W12,W14 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 913 Grade 50/65 , A992
Kolon-Kiriş İlişkisi	
Panel Bölgesi Dayanımı	Bölüm 3.6.3.1 . Adım 3
Kolon/Kiriş Eğilme Dayanımı Oranı	Bölüm 2.9.1
Bağlantı Detayları	
Bağlantı Plakaları	
Malzeme	A36 , A 572 Grade 42 / 50
Dizayn Yöntemi	Bölüm 3.6.3.1 , Adım 4 , Adım 5
Başlık Kaynağı	Şekilde veriliyor
Başlık Kaynak Parametreleri	
Bulonlar	
Bulon Çapı	Bölüm 3.6.3.1 , Adım 6 , Adım 7
Bulon Sınıfı	A 325-X & A 490-X
Bulon Aralığı	Minimum 3×Bulon çapı
Öngerme Koşulları	Öngermeli
Pul	F 436
Gövde Bağlantı Parametreleri	
Gövde Bağlantısı	Şekilde veriliyor



Şekil 3.10: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı Başlık Plakası Geometrisi [7]

3.2.3.1 FEMA 350'ye Göre Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı Hesap Adımları [7,14]

- o **1. Adım:** M_f ve M_c momentleri FEMA 350 Bölüm 3.2.7'de açıklandığı gibi (B.k.z Denk 3.1, 3.2, 3.3, 3.4) bulunur.
- o **2. Adım:** M_{yf} momenti hesaplanır.

$$M_{yf} = C_y M_f \quad (3.27)$$

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_{be}}{S_b}} \quad (3.28)$$

M_{yf} : Kiriş başlığının akmaya başladığı andaki kolon yüzündeki moment

C_{pr} : Bağlantı dayanım katsayısı

S_b : Kirişim plastik mafsallık bölgesinde elastik kesit modülü

Z_{be} : Kirişim plastik mafsallık bölgesinde ki efektif plastik kesit modülü

- o **3. Adım:** Kayma bölgesinin kalınlığı hesaplanır.

$$t = \frac{C_y M_c \frac{h - d_b}{h}}{(0.9) 0.6 F_{yc} R_{yc} d_c (d_b - t_{bf})} \quad (3.29)$$

h : Kayma bölgesinin altında ve üzerinde kalan ortalama kat yüksekliği

R_{yc} : Kolon çeliğinin akma beklenen dayanımının minimum akma dayanımına oranı

Bu tür birleşimlerde kayma bölgesinin dayanımının aşırı fazla olması istenmez. Kayma bölgesinin kalınlığı gerekendenin 1.5 katından daha fazla ise farklı boyutlarda kolon ve kiriş kullanımı önerilmektedir..

o **4. Adım:** Başlık plakası genişliği b_p kirişin ve kolonun geometrine göre seçilir.

o **5. Adım:** Başlık plakaları için gerekli minimum kalınlıklar hesaplanır.

$$t_{pl} = \frac{d_b - \sqrt{d_b^2 - \frac{4,4M_{yf}}{F_y b_p}}}{2} \quad (3.30)$$

İyi bir performans elde etmek için, başlık plakalarının gereğinden çok büyük seçilmemesi gerekmektedir.

o **6. Adım:** Kiriş-başlık, başlık-plaka bağlantıları için gerekli bulon sayısı, çapı ve malzemesi 7, 8, 9, 10 ve 11. adımlarla uygun olacak şekilde seçilir. Ayrıca $1.2M_{yf} < M_{fail}$ koşulu da sağlanmalıdır.

o **7. Adım:** Kolon yüzünde, bulonların kayma göçmesinden oluşan M_{fail} hesaplanarak bir önceki adımdaki şartı sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir.

$$M_{fail,bolts} = 2NA_b (F_{v,bolt}) d_b L_{TF1} \quad (3.31)$$

$$L_{TF1} = \frac{L - d_c}{L - d_c - (2S_1 + S_3)} \quad (3.32)$$

A_b : Bulon alanı

$F_{v,bolt}$: Bulonun kayma dayanımı

N : Kiriş başlığı ile başlık plakası bağlantısındaki bulon sayısı

o **8. Adım:** Başlık plakasının kırılmasına yol açan kolon yüzündeki $M_{fail,FP}$ momenti hesaplanır.

$$M_{fail,FP} = 0.85F_{u-pl} (b_p - 2(d_{bt,hole} + 0.062)) t_{pl} (d_b + t_{pl}) L_{TF2} \quad (3.33)$$

$$L_{TF2} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2S_1} \quad (3.34)$$

$d_{bt,hole}$: Başlık plakasındaki bulon delik çapı (inch)

o **9. Adım:** Kiriş başlığının kırılmasına yol açan kolon yüzündeki $M_{fail,FP}$ momenti hesaplanır.

$$M_{fail} = F_{u-b} (Z_b - 2(d_{bt,hole} + 0,062)) t_{bf} (d_b - t_{bf}) L_{TF3} \quad (3.35)$$

$$L_{TF3} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2(S_1 + S_3)} \quad (3.36)$$

$d_{bt,hole}$ = Başlık plakasındaki bulon delik çapı (inch)

o **10. Adım:** Bulon deliklerinin genişlemesinden oluşan kolon yüzündeki $M_{fail,FP}$ momenti hesaplanır.

$$M_{fail} = T_n \times \left(d_b + \frac{t_{PL-t} + t_{PL-b}}{2} \right) L_{TF1} \quad (3.37)$$

T_n aşağıdaki 2 formülle bulunan değerlerden küçük olanıdır.

$$T_n = 2.4 F_{u-b} (S_3 + S_1 - c) t_{bf} \quad (3.38)$$

$$T_n = 2.4 F_{u-pl} (S_3 + S_4) t_{pl} \quad (3.39)$$

o **11. Adım:** Aşağıda verilen denklemlerle bulunan kayma kuvvetini taşıyabilecek bir tek plakalı ve bulonlu bir birleşim dizayn edilir.

$$V_{web} = \frac{2M_f}{L - d_c} + V_g \quad (3.40)$$

V_g = Kolon başlık yüzeyinde gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

o **12. Adım:** Süreklilik plakası gerekip gerekmediğinin kontrolü yapılır.

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_f \times \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (3.41)$$

$$t_{cf} < \frac{b_f}{6} \quad (3.42)$$

olması durumunda süreklilik plakası kullanılması gerekir.

b_f : Başlık plakası genişliği

t_f : Başlık plakası kalınlığı

t_{cf} : Süreklilik plakasına gerek olmaması için gerekli minimum kolon başlık kalınlığı

$F_{yb} (F_{yc})$: Kirişin (kolonun) minimum akma gerilmesi

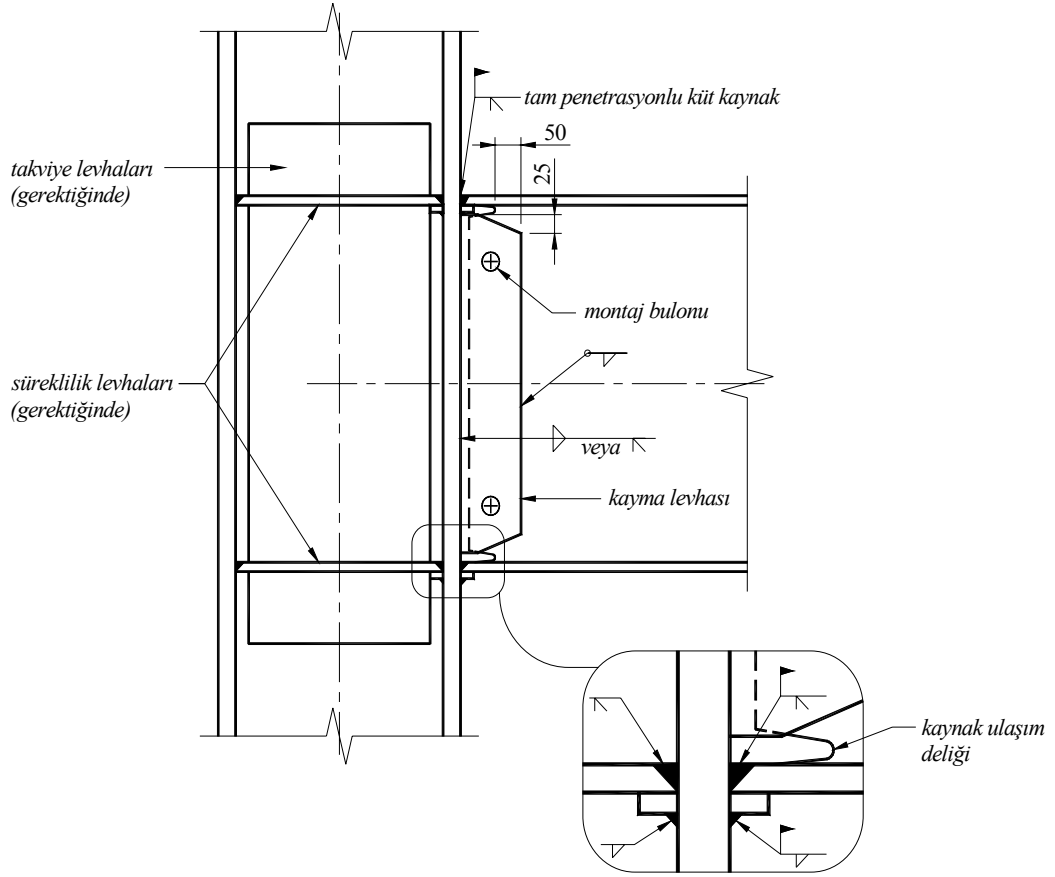
$R_{yb} (R_{yc})$: Kirişin (kolonun) beklenen akma gerilmesinin minimum akma gerilmesine oranı

o **13- Adım:** Kolon kesitinin ve plastik mafsallın yerinin yukarıdaki tabloda verilenlerle uyup uymadığı kontrol edilir.

- Görüldüğü gibi FEMA 350’de birleşim detayına ait bütün özelliklerin yanı sıra hesap yönteminden de bahsedilmektedir.

3.2.4 Kaynaklı Birleşim Detayı

Kaynaklı birleşim detayı Şekil 3.11’de verilmektedir. Detayda, kiriş başlık levhalarının kolona birleşimi tam penetrasyonlu küt kaynak ile sağlanmaktadır. Kiriş gövde levhası ise, kayma levhası kullanarak, küt kaynak veya köşe kaynağı ile kolona bağlanmaktadır. Detayda gösterildiği gibi, kiriş başlıklarındaki küt kaynaklar için kaynak ulaşım deliklerine gerek olmaktadır.



Şekil 3.11: Kaynaklı Birleşim Detayı [1]

Tablo 3.7: DBYYHY 2006'ya Göre Kaynaklı Kiriş - Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [1]

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Kaynak ulaşım deliği	gerekli
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

- Bu birleşim detayının uygulanışı, kullanılabilirliği ve hesap yöntemleri hakkında FEMA 350'de daha ayrıntılı açıklamalar yer almaktadır.
- FEMA 350'de yer alan bu açıklamalara aşağıda yer verilmektedir.
- Bu tablolarda bahsi geçen bölümler FEMA 350'de yer alan bölümlerdir.

Tablo 3.8: FEMA 350'ye Göre Kaynaklı Kiriş - K olon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [7]

Genel	
Uygulanabilecek Sistemler	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Plastik Mafsallın Yeri	$S_h = d_c / 2 + d_b / 2$
Kritik Kiriş Parametreleri	
Maximum Derinlik	W36
Minimum Açıklık/Derinlik Oranı	5 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler 7 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Başlık Kalınlığı	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler 1 inc $\approx$ 2,54 cm
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 992 , A913 Grade 50 /S 75
Kritik Kolon Parametreleri	
Derinlik	Sınırsız → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W12,W14 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 913 Grade 50/65 , A992
Kolon-Kiriş İlişkisi	
Panel Bölgesi Dayanımı	Bölüm 3.3.3.2
Kolon/Kiriş Eğilme Dayanımı Oranı	Bölüm 2.9.1
Bağlantı Detayları	
Gövde Bağlantısı	Şekilde veriliyor
Sürekli Plakası Kalınlığı	Şekilde veriliyor
Başlık Kaynakları	Şekilde veriliyor
Kaynak Parametreleri	
Kaynak Ulaşım Deliği	Şekilde veriliyor

3.2.4.1 FEMA 350'ye Göre Kaynaklı Kiriş - Kolon Birleşim Birleşim Detayı Hesap Adımları [7,14]

o **1. Adım:** M_{pr} (B.k.z Şekil 3.2 ve Şekil 3.3) hesaplanır.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y \quad (3.43)$$

M_{pr} : Plastik mafsall momenti

C_{pr} : Gerilme pekleşmesi, ek güçlendirmeler ve diğer bağlantı koşullarını da göz önüne alan katsayı

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \quad (3.44)$$

R_y : Kiriş malzemesine göre bir katsayı

Z_e : Kesitin veya birleşimin plastik mafsallık bölgesinde efektif plastik kesit modülü

F_y : Akan kesitin malzemesinin minimum akma gerilmesi

F_u : Akan kesitin malzemesinin minimum çekme gerilmesi

o **2. Adım:** V_p (B.k.z Şekil 3.2 ve Şekil 3.3) hesaplanır.

o **3- Adım:** M_c ve C_y (B.k.z Şekil 3.2 ve Şekil 3.3) hesaplanır.

Bkz Denk (3.28)

C_{pr} : Birleşim dayanım katsayısı

S_b : Kirişin plastik mafsallık bölgesinde elastik kesit modülü

Z_{be} : Kirişin plastik mafsallık bölgesinde efektif plastik kesit modülü

o **4- Adım:** Gerekli panel bölgesi kalınlığı belirlenir.

Bkz Denk (3.29)

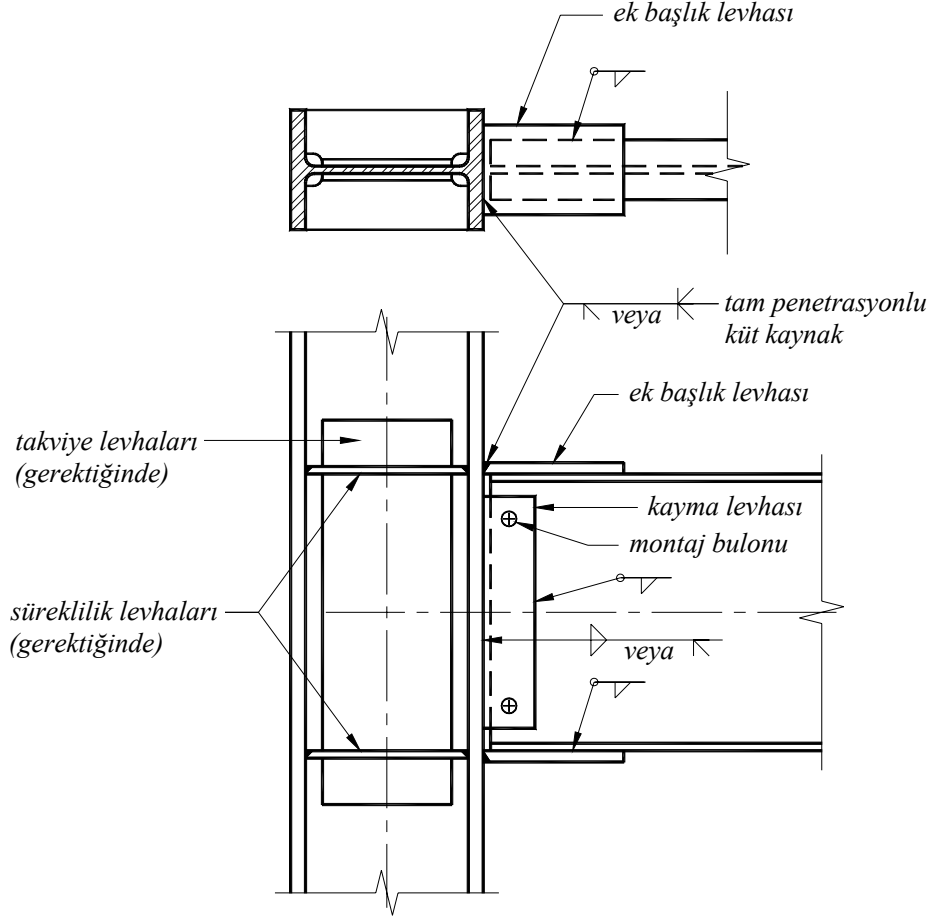
o **5- Adım:** Süreklilik plakasına gerek olup olmadığı kontrol edilir.

Bkz Denk (3.41, 3.42)

olması durumunda süreklilik plakası kullanılması gerekir.

3.2.5 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı

Ek başlık levhalı kaynaklı birleşim detayı Şekil 3.12’de verilmektedir. Detayda, ek başlık levhasının kolona birleşimi tam penetrasyonlu küt kaynak ile, kiriş başlığına birleşimi çevresel köşe kaynağı ile sağlanmaktadır. Kiriş gövde levhası ise, kayma levhası kullanarak, küt kaynak veya köşe kaynağı ile kolona bağlanmaktadır. Bu detayda kaynak ulaşım deliğine gerek olmamaktadır.



Şekil 3.12: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı [1]

Tablo 3.9: DBYBHY 2006’ya Göre Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Kiriş - Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [1]

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	Fe 52
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

- Bu birleşim detayının uygulanışı, kullanılabilirliği ve hesap yöntemleri hakkında FEMA 350’de daha ayrıntılı açıklamalar yer almaktadır.
- FEMA 350’de yer alan bu açıklamalara aşağıda yer verilmektedir.
- Bu tablolarda bahsi geçen bölümler FEMA 350’de yer alan bölümlerdir.

Tablo 3.10: FEMA 350'ye Göre Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Kiriş - Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [7]

Genel	
Uygulanabilecek Sistemler	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Plastik Mafsalın Yeri	$S_h = d_c / 2 + l_p$
Kritik Kiriş Parametreleri	
Maximum Derinlik	W36
Minimum Açıklık/Derinlik Oranı	5 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler 7 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Başlık Kalınlığı	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler 1 inc $\approx$ 2,54 cm
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 992 , A913 Grade 50 /S 75
Kritik Kolon Parametreleri	
Derinlik	Sınırsız → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W12,W14 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 913 Grade 50/65 , A992
Kolon-Kiriş-Başlık Levhası İlişkisi	
Panel Bölgesi Dayanımı	Bölüm 3.3.3.2
Kolon/Kiriş Eğilme Dayanımı Oranı	Bölüm 2.9.1
Bağlantı Detayları	
Başlık Levhası Kalınlığı	Bölüm 3.5.4.1
Başlık Levhası Malzemesi	Grade 50
Başlık Kaynakları	Şekilde veriliyor
Başlık Levhası Kaynak Malzemesi	Bölüm 3.3.2.4
Gövde Bağlantısı	Şekilde veriliyor
Gövde Kaynak Parametreleri	Bölüm 3.3.2.4
Sürekli Plakası Kalınlığı	Bölüm 3.3.3.1

3.2.5.1 FEMA 350'ye Göre Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı Hesap Adımları [7,14]

- o **1. Adım:** Başlık takviye levhalarının uzunluğu seçilir.
- o **2- Adım:** Başlık takviye levhalarının genişliği b_p seçilir.
- o **3- Adım:** M_{pr} , M_c , M_{yf} (B.k.z Şekil 3.2 ve Şekil 3.3) hesaplanır.

Bkz denk (3.43, 3.44, 3.27, 3.28)

- o **4. Adım:** t_p başlık takviye levhası kalınlığı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$t_p = \frac{M_{yf}}{F_{yp} b_p \times \left(d_b + \frac{t_{pl,b} + t_{pl,t}}{2} \right)} \quad (3.45)$$

$t_{pl,t}$: Üst başlık takviye levhası kalınlığı

$t_{pl,b}$: Alt başlık takviye levhası kalınlığı

- o **5. Adım:** Başlık takviye levhasını kiriş başlığına bağlayan köşe kaynakların toplam uzunluğu ve kalınlığı hesaplanır.

$$l_w t_w = \frac{M_f}{0,707 F_w} \quad (3.46)$$

l_w : Toplam köşe kaynak uzunluğu

F_w : Kaynağın dizayn dayanımı

Plaka boyutları kaynak boyutları için yeterli gelmiyorsa, plaka boyutunu arttırılarak hesaplar 1. Adımdan itibaren tekrarlanır.

- o **6. Adım:** Kayma bölgesi kalınlığı bulunur.

$$t = \frac{C_y M_c \times \frac{h - (d_b + (t_{pl,t} + t_{pl,b}))}{h}}{(0.9) 0.6 F_{yc} R_{yc} d_c \times \left(d_b - \frac{t_{pl,t} + t_{pl,b}}{2} \right)} \quad (3.47)$$

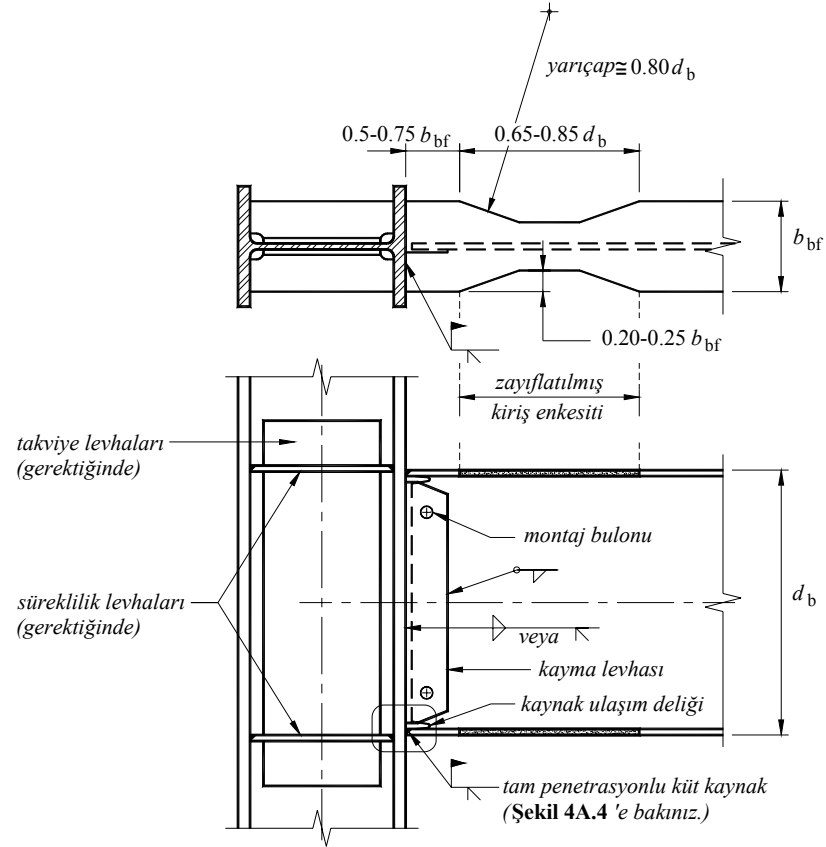
- o **7- Adım:** Süreklilik plakalarının gerekip gerekmediğinin kontrolü yapılır.

Bkz Denk (3.42, 3.43)

- Görüldüğü gibi FEMA 350’de birleşim detayına ait bütün özelliklerin yanı sıra hesap yönteminden de bahsedilmiştir.

3.2.6 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı

Zayıflatılmış kiriş enkesiti, kaynaklı birleşim detayı Şekil 3.13’de verilmektedir. Kaynaklı birleşim detayı ile aynı özelliklere sahip olan bu detayda, ayrıca zayıflatılmış kiriş enkesiti kullanılmaktadır. Zayıflatılmış kiriş enkesiti için öngörülen geometrik boyutlar şekil üzerinde gösterilmektedir.



Şekil 3.13: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı [1]

Tablo 3.11: DBYBHY 2006’ya Göre Zayıflatılmış Kirişi Enkesiti Kaynaklı Kiriş - Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [1]

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı	Fe 52
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş birim boy ağırlığı	≤ 450 kg/m
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 45 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Kaynak ulaşım deliği	gerekli
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

- Bu birleşim detayının uygulanışı, kullanılabilirliği ve hesap yöntemleri hakkında FEMA 350’de daha ayrıntılı açıklamalar yer almaktadır.
- FEMA 350’de yer alan bu açıklamalara aşağıda yer verilmektedir.
- Bu tablolarda bahsi geçen bölümler FEMA 350’de yer alan bölümlerdir.

Tablo 3.12: FEMA 350’ye Göre Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı
Kiriş - Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları [7]

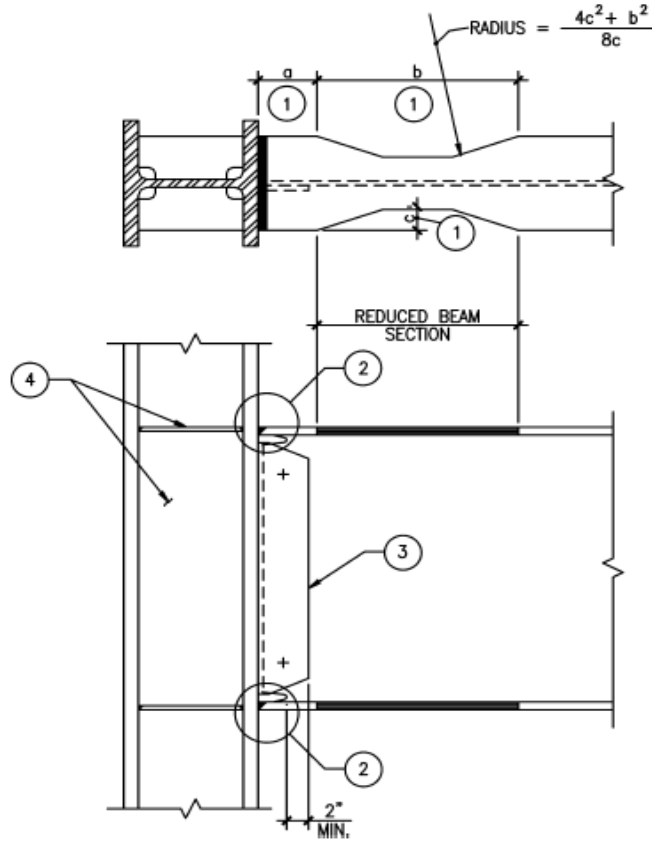
Genel	
Uygulanabilecek Sistemler	Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Plastik Mafsallın Yeri	$S_h = d_c / 2 + a + b / 2$
Kritik Kiriş Parametreleri	
Maximum Derinlik	W36 (Maximum ağırlık 300 lbs/ft)
Minimum Açıklık/Derinlik Oranı	5 → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler 7 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
$b_f / 2t_f$	Maximum $52 / \sqrt{F_y}$
Başlık Kalınlığı	
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 992 , A913 Grade 50 / S 75
Başlık Zayıflatma Parametreleri	Bölüm 3.5.5.1
Kritik Kolon Parametreleri	
Derinlik	Sınırsız → Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler W12, W14 → Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
Malzeme	A 572 Grade 50 , A 913 Grade 50/65 , A992
Kolon-Kiriş İlişkisi	
Panel Bölgesi Dayanımı	Bölüm 3.3.3.2
Kolon/Kiriş Eğilme Dayanımı Oranı	Bölüm 2.9.1
Bağlantı Detayları	
Gövde Bağlantısı	Şekilde veriliyor
Süreklilik Plakası Kalınlığı	Bölüm 3.3.3.1
Başlık Kaynakları	Şekilde veriliyor
Kaynak Parametreleri	
Kaynak Ulaşım Deliği	Şekilde veriliyor

3.2.6.1 FEMA 350'ye Göre Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı Hesap Adımları [7,14]

o **1. Adım:** Kiriş başlığındaki zayıflatma bölgesinin uzunluğu ve yeri belirlenir.

$$a = (0.5 \sim 0.75)b_f \quad (3.48)$$

$$b = (0.65 \sim 0.85)d_b \quad (3.49)$$



Şekil 3.14: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı Başlık Geometrisi [7]

o **2. Adım:** Kiriş başlığı zayıflatma parametrelerinden c aşağıda verilen yolla hesaplanır.

♦ $c = 0.20b_f$ kabulüyle ilk yaklaşım için bulunur.

♦ Z_{RBS} hesaplanır.

♦ $C_{pr} = 1.15$ alınarak M_f hesaplanır.

♦ i $M_f < C_{pr} R_y Z_b F_y$ ise dizayn uygulanabilir. $M_f > C_{pr} R_y Z_b F_y$ ise c değeri $0.25b_f$ 'yi aşmayacak şekilde büyütülür.

- o **3. Adım:** Yukarıdaki adımlarla bulunan boyutlara göre M_f ve M_c momentleri hesaplanır.
- o **4. Adım:** Aşağıdaki denkleme göre kolon yüzündeki kesme hesaplanır

Bkz Denk (3.40)

- o **5. Adım :** Kirişin kesme bağlantıları kontrol edilir. CJP kaynaklı gövde kullanılırsa başka kontrole gerek kalmaz. Ancak bulonlu bağlantı kullanılırsa bağlantı levhası ve bulonlar 4. Adımda hesaplanan kesmeye göre kontrol edilir.
- o **6. Adım:** Gerekli panel bölgesi kalınlığı belirlenir.

Bkz Denk (3.29)

- o **7. Adım:** Süreklilik plakasına gerek olup olmadığı kontrol edilir.

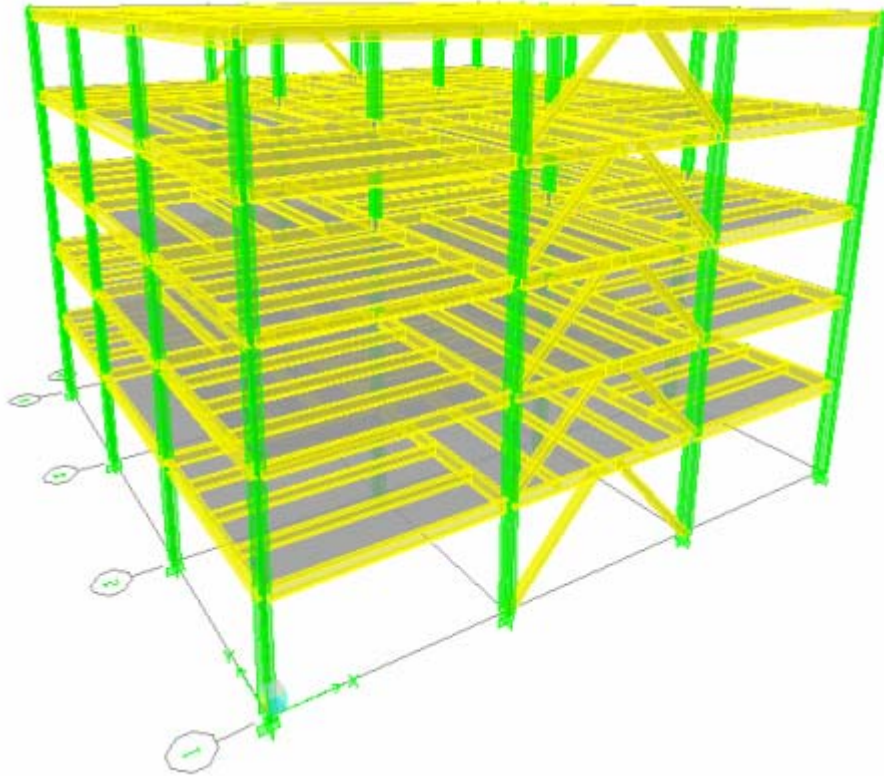
Bkz Denk (3.41, 3.42)

- Görüldüğü gibi FEMA 350'de birleşim detayına ait bütün özelliklerin yanı sıra hesap yönteminden de bahsedilmektedir.

4. BİR DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVE, DİĞER DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN 5 KATLI ÇELİK BİNA

4.1 Sistem

Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 4.1’de, normal kat sistem planı Şekil 4.2’de, tipik sistem enkesitleri Şekil 4.3’de verilen beş katlı çelik binanın tasarımına ait başlıca sonuçlar ile tipik elemanlarının boyutlandırma ve detay hesapları yapılacaktır. Sistemin statik hesabında ETABS yapısal analiz programından yararlanılacaktır.



Şekil 4.1: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli

Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli sac levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan döşemelerin çelik kirişlere

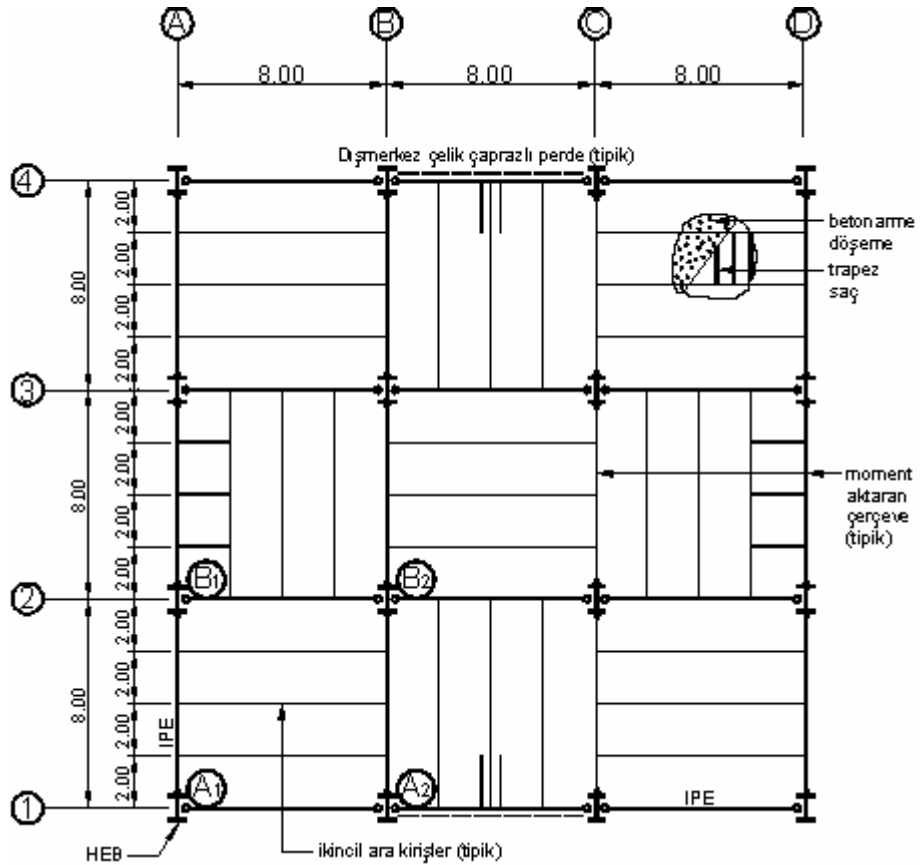
bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstruktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır.

2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır.. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği gözönünde tutulacaktır.

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

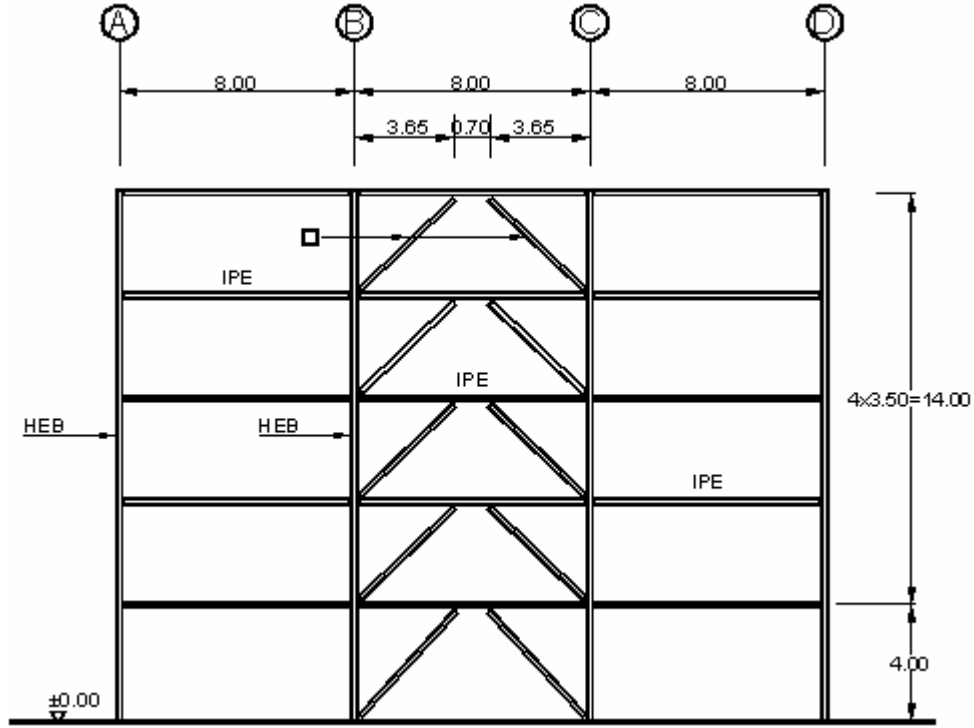
Sistemin tasarımında Fe52 yapı çeliği (akma gerilmesi, $\sigma_a=355$ Mpa) kullanılması öngörülmektedir. Çelik yapı malzemesinin özellikleri ile ilgili olarak, DBYBHY Madde 4.2.3.1 geçerlidir.

Fe52 yapı çeliğinin emniyet gerilmeleri, TS648 Çelik Yapılar Standardına göre, normal gerilme için $\sigma_{em} = 21.0$ kN/cm² , kayma gerilmesi için $\tau_{em} = 12.2$ kN/cm² değerlerini almaktadır.



Şekil 4.2: Normal Kat Sistem Planı

DBYBHY Madde 4.2.3.2'ye uygun olarak, deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde ISO 10.9 kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a=900$ Mpa), deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve ekleri ile kolon ankrajlarında ISO 5.6 kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a=300$ Mpa) bulon kullanılacaktır. Kaynaklı birleşimler ve kaynak malzemesi ile ilgili olarak DBYBHY Madde 4.2.3.3 ve Madde 4.2.3.4 geçerlidir.



Şekil 4.3: Tipik Sistem Enkesiti (1 aksı çerçevesi)

4.2 Yükler

4.2.1 Düşey Yükler

4.2.1.1 Çatı Döşemesi

- Betonarme plak + Trapez Sac + Kayma Çivileri 2.50 kN/m^2
 - Kaplama + İzolasyon 1.10 kN/m^2
 - Asma Tavan + Tesisat 0.40 kN/m^2
- $\Sigma g = 4.00 \text{ kN/m}^2$
- $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Not : Taşıyıcı sistem elemanlarının ağırlıkları ETABS programında, analiz yapılırken göz önüne alınacaktır.

4.2.1.2 Ara Kat Döşemeleri

- Betonarme plak + Trapez Sac + Kayma Çivileri 2.50 kN/m²
 - Kaplama + İzolasyon 1.10 kN/m²
 - Asma Tavan + Tesisat 0.40 kN/m²
-
- $\Sigma g = 4.00 \text{ kN/m}^2$
- $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

Not : Taşıyıcı sistem elemanlarının ağırlıkları ETABS programında, analiz yapılırken göz önüne alınacaktır.

4.2.1.3 Cephe Zati Yükleri

- Cephe Zati Ağırlığı 1.00 kN/m²

4.2.1.4 Dış Duvar Yükleri

- Parapet Ağırlığı (Çatı katında) 3.00 kN/m
- Duvar + Doğrama Ağırlığı (Ara Katlarda) 3.00 kN/m

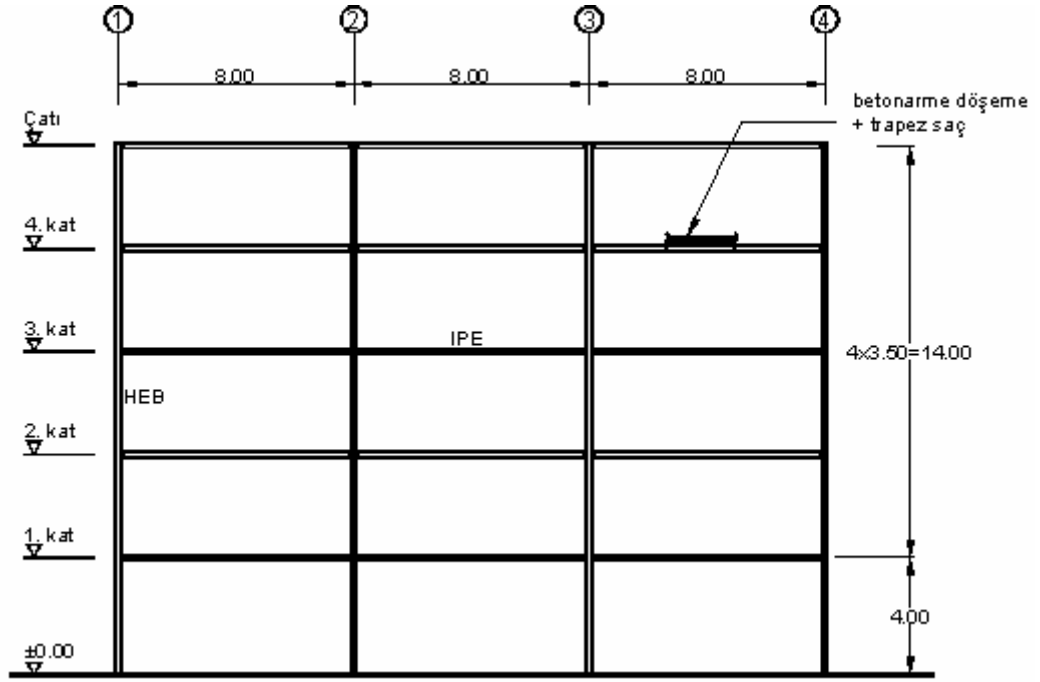
4.2.2 Rüzgar Yükleri

TS 498 yönetmeliği uyarınca rüzgar yükü $W=C_p \times q$ olarak hesaplanır [15].

C_p emme katsayısı olup yönetmelik uyarınca 1.20 alınarak yapıya etkiyen rüzgar basıncı yüksekliğe bağlı olarak hesaplanır.

Tablo 4.1 : Rüzgar Basıncı Değerleri [15]

Zeminden Yükseklik	Rüzgar Hızı (m/s)	Rüzgar Basıncı (kN/m ²)
0 - 8	28.00	0.50
9 - 20	36.00	0.80



Şekil 4.4: Tipik Sistem Enkesiti (A aksı çerçevesi)

4.2.3 Deprem Karakterisleri ve Yükleri

Tasarımı yapılacak olan beş katlı çelik bina birinci derece deprem bölgesinde, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecek ve konut veya işyeri olarak kullanılacaktır. Yapı taşıyıcı sisteminin bir doğrultuda süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden, diğer doğrultuda ise süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşturulması öngörülmektedir. Bu parametreler esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri ve ilgili yönetmelik maddeleri aşağıda verilmiştir.

- Deprem Bölgesi 1. derece
- Yerel Zemin Sınıfı Z2
- Spektrum Karakteristik Peryodu $T_A = 0.15$ sn
- Spektrum Karakteristik Peryodu $T_B = 0.40$ sn
- Bina önem Katsayısı $I = 1.00$
- Etkin Yer İvmesi Katsayısı $A_0 = 0.40$
- Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı $R_x = 7$
 $R_y = 8$
- Hareketli Yük Katılım Katsayısı $n = 0.30$

4.3 Yük Analizi

4.3.1 Düşey Yükler

4.3.1.1 Çatı Katı Yükleri

• Cephe Kaplaması	$= 1 \times 1.75 \times 96$	$= 168 \text{ kN}$
• Parapet Ağırlığı	$= 1 \times 3.00 \times 96$	$= 288 \text{ kN}$
• Tali Kiriş Ağırlıkları	$= 27 \times 0.50 \times 8$	$= 108 \text{ kN}$
• Ana Kiriş Ağırlıkları	$= 24 \times 0.60 \times 8$	$= 115 \text{ kN}$
• Döşeme Ağırlıkları	$= 4.00 \times 24 \times 24$	$= 2304 \text{ kN}$
Σ zati yükler		$= 2980 \text{ kN}$
Σ hareketli yükler	$= 2.00 \times 24 \times 24$	$= 1152 \text{ kN}$

4.3.1.2 Ara Kat Yükleri

• Cephe Kaplaması	$= 1 \times 3.50 \times 96$	$= 336 \text{ kN}$
• Duvar Ağırlığı	$= 1 \times 3.00 \times 96$	$= 288 \text{ kN}$
• Tali Kiriş Ağırlıkları	$= 27 \times 0.50 \times 8$	$= 108 \text{ kN}$
• Ana Kiriş Ağırlıkları	$= 24 \times 0.60 \times 8$	$= 115 \text{ kN}$
• Kolon Ağırlığı	$= 16 \times 0.70 \times 3.50$	$= 39 \text{ kN}$
• Döşeme Ağırlıkları	$= 4.00 \times 24 \times 24$	$= 2304 \text{ kN}$
Σ zati yükler		$= 3190 \text{ kN}$
Σ hareketli yükler	$= 3.50 \times 24 \times 24$	$= 2016 \text{ kN}$

Tablo 4.2 : Yapı Kat Ağırlıkları

Kat İsmi	$\Sigma G \text{ (kN)}$	$\Sigma Q \text{ (kN)}$	$\Sigma W \text{ (kN)}$	$\Sigma W_{EQ} \text{ (kN)}$
5	2980	1152	4132	3325
4	3190	2016	5206	3795
3	3190	2016	5206	3795
2	3190	2016	5206	3795
1	3190	2016	5206	3795
Σ				18505

4.3.2 Yatay Yükler

4.3.2.1 Deprem Yükleri

- Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Doğrultusu

$$T_1 = 1.136 \text{ sn} \quad (\text{Bkz ETABS Analizi})$$

Yapıya etkiyen taban kesme kuvveti ;

$$V_t = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ}$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.136} \right)^{0.8} = 1.084$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.40 \times 1 \times 1.084 = 0.4336$$

$$V_t = \frac{18505 \times 0.4336}{8} \geq 0.10 \times 0.40 \times 1 \times 18505$$

$$V_t = 1002.97 \text{ kN}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times N \times V_t = 0.0075 \times 5 \times 1002.97 = 37.61 \text{ kN}$$

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Tablo 4.3 : Çerçeve Doğrultusu Deprem Yükleri

Kat	Hi (m)	Wi (kN)	Wi Hi (kN)	F / $\sum Wi Hi$	Fi = Wi Hi F / $\sum Wi Hi$	Ti (kN)
5	18	3325	59850.00	0.004820411	326.11	326.11
4	14.5	3795	55027.50	0.004820411	265.26	591.37
3	11	3795	41745.00	0.004820411	201.23	792.60
2	7.5	3795	28462.50	0.004820411	137.20	929.80
1	4	3795	15180.00	0.004820411	73.17	1002.97
$\sum$		18505	200265.00		1002.97	

- **Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu**

$$T_1 = 0.699 \text{ sn} \quad (\text{B.kz. ETABS Analizi})$$

Yapıya etkiyen taban kesme kuvveti ;

$$V_t = \frac{\sum W_{EQ} \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times \sum W_{EQ}$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.699} \right)^{0.8} = 1.600$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) = 0.40 \times 1 \times 1.600 = 0.640$$

$$V_t = \frac{18505 \times 0.640}{7} \geq 0.10 \times 0.40 \times 1 \times 18505$$

$$V_t = 1689.57 \text{ kN}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times N \times V_t = 0.0075 \times 5 \times 1689.57 = 63.35 \text{ kN}$$

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j}$$

Tablo 4.4 : Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu Deprem Yükleri

Kat	Hi (m)	Wi (kN)	Wi Hi (kN)	F / $\sum W_i H_i$	Fi = Wi Hi F / $\sum W_i H_i$	Ti (kN)
5	18	3325	59850.00	0.008119991	549.34	549.34
4	14.5	3795	55027.50	0.008119991	446.82	996.16
3	11	3795	41745.00	0.008119991	338.97	1335.13
2	7.5	3795	28462.50	0.008119991	231.12	1566.25
1	4	3795	15180.00	0.008119991	123.26	1689.57
Σ		18505	200265.00		1689.57	

4.3.2.2 Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Kat döşemelerinin 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 dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile,

gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanacaktır. (x) ve (y) doğrultularındaki ek dışmerkezlilikler

$$e_x = \pm 0.05 \times 24.00 = \pm 1.20 \text{ m} \quad \text{ve} \quad e_y = \pm 0.05 \times 24.00 = 1.20 \text{ m}$$

değerlerini almaktadır.

4.3.2.3 Rüzgar Yükleri

Yapı sistemine etkiyen rüzgar yükleri TS498 Yük Standardına göre belirlenecektir. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerinin kirişlerine etkiyen yayılı yüke dönüştürülecektir.

4.3.3 Yük Birleşimleri

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar yükleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, aşağıda verilen şekilde kombine edilecektir.

- Düşey Yük Birleşimi : $G + Q$
- Düşey Yük + Deprem Birleşimleri : $G + Q \pm E_x$
 - : $G + Q \pm E_{x1}$
 - : $G + Q \pm E_{x2}$
 - : $G + Q \pm E_y$
 - : $G + Q \pm E_{y1}$
 - : $G + Q \pm E_{y2}$
 - : $0.9G \pm E_x$
 - : $0.9G \pm E_{x1}$
 - : $0.9G \pm E_{x2}$
 - : $0.9G \pm E_y$
 - : $0.9G \pm E_{y1}$
 - : $0.9G \pm E_{y2}$
- Düşey Yük + Rüzgar Birleşimleri : $G + Q \pm W_x$
 - : $G + Q \pm W_y$
 - : $0.9G \pm W_x$
 - : $0.9G \pm W_y$

Burada

G : sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler

Q : hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler

E_x, E_{x1}, E_{x2} : (x) doğrultusunda, sırasıyla kat kütle merkezine ve gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki 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 merkezine ve gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki 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 kuvvetlerdir.

4.3.3.1 Arttırılmış Deprem Yükü Halinde Yük Birleşimleri

DBYBHY Madde 4.2.4'e göre, yönetmeliğin gerekli gördüğü durumlarda, arttırılmış deprem yüklemeleri gözönüne alınacaktır. Arttırılmış deprem yüklemelerinde, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler Ω_0 büyütme katsayıları ile çarpılarak arttırılacaktır. DBYBHY Tablo 4.2'ye göre, dışmerkez çelik çaprazlı perdeler (x doğrultusu) ve süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için büyütme katsayısı $\Omega_0 = 2.5$ değerini almaktadır.

DBYBHY Madde 4.2.3.5'e göre, emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan kesit hesaplarında, birleşim ve ekler dışında, emniyet gerilmeleri düşey yük+rüzgar birleşimleri için %15, düşey yük+deprem birleşimleri için %33 arttırılacaktır.

$G + Q \pm 2.5E_x$	$G + Q \pm E_y$	$0.9G \pm E_x$	$0.9G \pm E_y$
$G + Q \pm 2.5E_{x1}$	$G + Q \pm E_{y1}$	$0.9G \pm E_{x1}$	$0.9G \pm E_y$
$G + Q \pm 2.5E_{x2}$	$G + Q \pm E_{y2}$	$0.9G \pm E_{x2}$	$0.9G \pm E_y$

4.4 Sistem Analizi

Şekil 3.1, 3.2 ve 3.3'te tanımlanan ve ön boyutlandırma sonucunda enkesit profilleri belirlenen yapı sisteminin, yukarıdaki bölümlerde hesaplanan düşey yükler ile deprem ve rüzgar yükleri altında analizi yapılmış ve yük birleşimi için eleman iç kuvvetleri elde edilmiştir.

Sistem analizleri ETABS bilgisayar yazılımından yararlanarak gerçekleştirilmiştir.

Aşağıdaki bölümlerde, analiz sonuçları değerlendirilerek görelî kat ötelemeleri, bağ kirişî dönme açıları, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde kolonların kirişlerden daha güçlü olması kontrolleri ile başlıca tipik elemanlara ait kesit ve detay hesapları yapılacaktır.

4.4.1 Görelî Kat Ötelenmelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, DBYBHY Madde 2.10.1'e göre yapılacaktır.

Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolonlar için etkin görelî kat ötelemesi, δ_i

$$\delta_i = R \Delta_i$$

bağıntısı ile hesaplanır.

4.4.1.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Doğrultusu

Tablo 4.5 : Çerçeve Doğrultusu Kat Ötelenmeleri

Kat No	h_i (cm)	d_i (cm)	Δ_{imax}	$(\partial i)_{max} = R\Delta_{imax}$ (cm)	$(\partial i)_{max} / h_i$	$((\partial i)_{max} / h_i)_{sınır}$
5	350	2.614536	0.304199	2.433592	0.00695	0.02
4	350	2.310337	0.478761	3.830088	0.01094	0.02
3	350	1.831576	0.619868	4.958944	0.01416	0.02
2	350	1.211708	0.675001	5.400008	0.01542	0.02
1	400	0.536707	0.536707	4.293656	0.01073	0.02

Tablolardan görüldüğü gibi, $(\delta_i)/h_i$ oranlarının en büyük değeri, $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.01542$ olmakta ve DBYBHY Madde 2.10.1.3'te öngörülen,

$$(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0155 \leq 0.02 \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

4.4.1.2 Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perde Doğrultusu

Tablo 4.6 : Dışmerkez Çaprazlı Perde Doğrultusu Kat Ötelenmeleri

Kat No	h_i (cm)	d_i (cm)	$\Delta_{i\text{max}}$	$(\delta_i)_{\text{max}} = R\Delta_{i\text{max}}$ (cm)	$(\delta_i)_{\text{max}} / h_i$	$((\delta_i)_{\text{max}} / h_i)_{\text{sınır}}$
5	350	1.793804	0.262171	1.835197	0.00524	0.02
4	350	1.531633	0.342753	2.399271	0.00685	0.02
3	350	1.188880	0.387896	2.715272	0.00775	0.02
2	350	0.800984	0.399012	2.793084	0.00798	0.02
1	400	0.401972	0.401972	2.813804	0.00703	0.02

Tablolardan görüldüğü gibi, $(\delta_i)/h_i$ oranlarının en büyük değeri, $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.00798$ olmakta ve DBYBHY Madde 2.10.1.3'te öngörülen,

$$(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.00798 \leq 0.02 \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

4.4.2 Bağ Kirişi Dönme Açılarının Kontrolü

Tablo 4.7 : Bağ Kirişleri Dönme Açıları

Kat No	h_i (cm)	$\Delta_{i\text{max}}$	θ_p	γ_p	$\gamma_{p\text{sınır}}$
5	300	0.262171	0.00524	0.060	0.1
4	300	0.342753	0.00685	0.078	0.1
3	300	0.387896	0.00776	0.087	0.1
2	300	0.399012	0.00798	0.091	0.1
1	350	0.401972	0.00703	0.080	0.1

Tablolardan görüldüğü gibi, $\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$ bağ kirişi dönme açısının en büyük değeri,

2. katta $\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0.091$ radyan olmakta ve DBYBHY Madde 4.8.4(a)'da öngörülen,

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0.091 < 0.10 \text{ radyan koşulunu sağlamaktadır.}$$

4.5 Sistem Elemanlarının Boyutlandırılması

4.5.1 İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisinde olmayan normal kat ikincil döşeme kirişlerinin (B.k.z, Şekil 3.2) düşey yükler ($G+Q$ yüklemesi) altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

$$M_d = 12648.56 \text{ kNcm} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$V_d = 63.24 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

Seçilen kiriş kesiti (IPE 360) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$W_x = 904 \text{ cm}^3, \quad I_x = 16270 \text{ cm}^4, \quad S_x = 509 \text{ cm}^3, \quad t_w = 8.00 \text{ mm}$$

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{12648.56}{904} = 13.99 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{em}$$

$$\text{Kaymagerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{V_d \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{63.24 \times 509}{16270 \times 0.80} = 2.47 \text{ kN/cm}^2 < 12.2 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{er}$$

Sehim tahkiki : analiz sonuçlarına göre, mesnetler arasındaki görelî düşey yerdeğiştirme

$$f_{\max} = 2.460 \text{ cm}, \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{2.460}{800} = \frac{1}{1325} < \frac{1}{300}$$

4.5.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması [16,17,18]

2. Kat, B aksı çerçevesi, 1-2 aksları arası ana çerçeve kirişinin (B.k.z, Şekil 3.2) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q - E_{y2}$ yüklemesi) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

$$M_d = -32807.04 \text{ kNcm} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$V_d = -159.18 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

Düşey yükler + deprem yüklemesi için, kirişin diğér ucundaki eğilme momenti ise $M = -8652.80 \text{ kNcm}$ dir.

Seçilen kiriş kesiti (IPE 500) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$h = 50 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm} \quad t_f = 1.60 \text{ cm} \quad t_w = 1.02 \text{ cm}$$

$$I_x = 48200 \text{ cm}^4 \quad W_x = 1930 \text{ cm}^3 \quad S_x = 964 \text{ cm}^3$$

$$\text{gövde yüksekliği} : h = 50 - 2 \times 1.60 = 46.80 \text{ cm}$$

$$\text{basınc başlığı alanı} : F_b = 20 \times 1.60 + 1.02 \times 46.80 \times 1/6 = 39.96 \text{ cm}^2$$

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için DBYBHY Madde 4.3.1’de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY Tablo 4.3’te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitindeki yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

şeklindedir.

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerlerine konularak

$$\frac{10}{1.60} = 6.25 < 0.3 \times 24.32 = 7.30 \quad \text{ve} \quad \frac{46.80}{1.02} = 45.88 < 3.2 \times 24.32 = 77.82$$

elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

DBYBHY Madde 4.3.6.1 yatay yük taşıyıcı sistemin kirişlerinin üst ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesini ve mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklığın

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} = 0.086 \frac{5.07 \times 21000}{35.5} = 258 \text{ cm}$$

koşulunu sağlamasını öngörmektedir. DBYBHY Madde 4.3.6.3’e göre, betonarme döşemelerin elik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı elik taşıyıcı sistemlerde bu koşula uyulması zorunlu olmamakla birlikte, 1-2 ve 3-4 aksları arasında kalan ve açıklığın $l_b = 800 \text{ cm}$ olduğu çerçeve kirişlerinde (kiriş başlığının ve gövdenin 1/5’inin yanal doğrultudaki atalet yarıçapı, $r_y = 5.07 \text{ cm}$) ana çerçeve kirişlerine dik doğrultuda 200 cm aralıklarla yer alan tali kirişler sebebiyle bu koşulun sağlandığı

görülmektedir. 2-3 aksı arasında yer alan kirişlerde ise ana çerçeve kirişlerine dik doğrultuda 200 cm aralıklarla kirişler oluşturulacak ve bu kirişler kompozit döşemeye bağlanacaktır. Bu kirişler de IPE 360 kesitinde olacaktır.

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

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

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^2 \times C_b}{s \times h / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a$$

denklemleri ile hesaplanır. Burada

s : kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık, $s = L = 200$ cm

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \text{ şeklinde hesaplanan bir katsayıdır.}$$

Kirişin uç momentlerinin $M_1/M_2 = -8652.80/32807.04 = 0.264$ oranı için hesaplanan

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(-\frac{8652.80}{32807.04} \right) + 0.3 \left(-\frac{8652.80}{32807.04} \right)^2 = 1.49 < 2.30$$

değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^2 \times 1.49}{200 \times 50 / 39.96} = 49.97 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 21.3 \text{ kN/cm}^2 \text{ elde}$$

edilir.

$$\text{Normal gerilme } \sigma = \frac{M_d}{W} = \frac{32807.04}{1930} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 < 21.30 \times 1.33 = 28.33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma gerilmesi: } \tau = \frac{V_d \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{159.18 \times 964}{48200 \times 1.02} = 3.12 \text{ kN/cm}^2 < 12.20 \times 1.33 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim tahkiki : analiz sonuçlarına göre, mesnetler arasındaki göreceli düşey yerdeğiştirme

$$f_{\max} = 0.490 \text{ cm} , \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{0.490}{800} = \frac{1}{1632} < \frac{1}{300}$$

4.5.3 (2 ve 3) Aksı Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen 2 ve 3 aksı kirişlerinde (B.k.z, Şekil 3.2) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q + E_{x2}$ yüklemesi) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

$$M_d = 30096.31 \text{ kNcm} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$V_d = 128.45 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

Seçilen kiriş kesiti (IPE 450) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$W_x = 1500 \text{ cm}^3 , \quad I_x = 33740 \text{ cm}^4 , \quad S_x = 851 \text{ cm}^3 , \quad t_w = 9.40 \text{ mm}$$

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{30096.31}{1500} = 20.06 \text{ kN/cm}^2 < 1.33 \times 21 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{em}$$

$$\text{Kaymagerilmesitahkiki: } \tau = \frac{V_d \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{128.45 \times 851}{33740 \times 0.94} = 3.45 \text{ kN/cm}^2 < 12.2 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{em}$$

Sehim tahkiki : analiz sonuçlarına göre, mesnetler arasındaki görelî düşey yerdeğiştirme

$$f_{\max} = 2.610 \text{ cm} , \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{2.610}{800} = \frac{1}{307} < \frac{1}{300}$$

4.5.4 Çaprazların Bağlandığı Kirişlerin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen çaprazların bağlandığı kirişlerde (B.k.z, Şekil 3.2) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q + E_{x2}$ yüklemesi) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

$$M_d = 19737.25 \text{ kNcm} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$V_d = 464.42 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$N_d = -173.98 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

Seçilen kiriş kesiti (IPE 400) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$h = 40 \text{ cm} \quad t_f = 1.35 \text{ cm} \quad A = 84.5 \text{ cm}^2 \quad W_x = 1160 \text{ cm}^3 \quad S_x = 653.5 \text{ cm}^3$$

$$b = 18 \text{ cm} \quad t_w = 0.86 \text{ cm} \quad I_x = 23130 \text{ cm}^4 \quad W_{xp} = 1307 \text{ cm}^3$$

$$\text{gövde yüksekliği} \quad : \quad h = 40 - 2 \times 1.35 = 37.30 \text{ cm}$$

$$\text{basınç başlığı alanı} \quad : \quad F_b = 18 \times 1.35 + 0.86 \times 37.30 \times 1/6 = 29.65 \text{ cm}^2$$

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez elik aprazlı perdelerin bağ kirişleri ve diğer kirişleri ve diğer kirişleri için DBYBHY Madde 4.8.1 'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitindeki yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

şeklindedir.

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerlerine konularak

$$\frac{9}{1.35} = 6.67 < 0.3 \times 24.32 = 7.30 \quad \text{ve} \quad \frac{37.30}{0.86} = 43.37 < 3.2 \times 24.32 = 77.82$$

elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

DBYBHY Madde 4.8.3.1 uyarınca, bağ kirişlerinin alt ve üst başlıkları kirişin iki ucunda, yanal doğrultuda mesnetlenecek ve yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli dayanımı kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.06'sından az olmayacaktır.

Ayrıca DBYBHY Madde 4.8.3.2 uyarınca, bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün de $0.45b_{bf}\sqrt{E_s/\sigma_a} = 0.45 \times 18.0 \times 24.32 = 197 \approx 200 \text{ cm}$

aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerekmektedir.

Bu koşulların sağlanabilmesi amacıyla, bağ kirişinin iki ucunda 70 cm aralıkla ve tali kirişe paralel, bağ kirişine dik doğrultuda kirişler oluşturularak bu kirişler kompozit döşemeye bağlanacaktır. Bu kirişler de IPE 400 kesitinde olacaktır. Bağ kirişi dışında kalan bölümde ise 200 aralıklı olarak teşkil edilen tali kirişler bu koşulu sağlamıştır.

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

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

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^2 \times C_b}{s \times h / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a$$

denklemleri ile hesaplanır. Burada

s : kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık, $s = L = 200.00$ cm

C_b : güvenli yönde kalmak üzere, sabit eğilme momenti diyagramı varsayımı ile,

C_b : 1.00 olarak hesaplanan bir katsayıdır.

değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^2 \times 1.00}{200.00 \times 40 / 29.65} = 31.13 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 21.3 \text{ kN/cm}^2 \text{ elde}$$

edilir.

Normal kuvvet ve eğilme momenti için normal gerilme tahkiki yapılacaktır. Betonarme döşeme sistemine sürekli olarak bağlanan kirişte burkulma tahkiki gereksiz olduğundan, normal gerilme, kayma gerilmesi ve asal gerilme:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{1973725}{1160} + \frac{17398}{84.5} = 19.07 \text{ kN/cm}^2 < 1.33 \times 21.3 = 28.33 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{em}$$

$$\tau = \frac{V_d \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{464.42 \times 653.5}{23130 \times 0.86} = 15.25 \text{ kN/cm}^2 < 1.33 \times 12.2 = 16.23 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{em}$$

$$\sigma_h = \sqrt{19.07^2 + 3 \times 15.25^2} = 32.58 \text{ kN/cm}^2 < 1.33 \times 0.75 \times 35.5 = 35.5 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{h,em}$$

bağıntıları ile hesaplanır ve gerilme tahkiklerinin sağladığı görülür.

4.5.4.1 Bağ Kirişi Boyunun Kontrolü

DBYBHY Madde 4.8.2.2'ye göre, kolona birleşen bağ kirişlerinin dışında bağ kirişi boyu

$$1.0 M_p/V_p \leq e \leq 5.0 M_p/V_p$$

bağıntısını sağlayacak şekilde belirlenebilir. Burada

$M_p = W_p \times \sigma_a = 1307 \times 35.5 = 46398.50 \text{ kNcm}$: bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesini

$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times A_k = 0.6 \times 35.5 \times 32.08 = 683.30 \text{ kN}$: bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesini

göstermektedir. Buna göre,

$e = 70 \text{ cm}$ olarak seçilen bağ kirişi boyu

$$\frac{46398.50}{683.30} = 67 \text{ cm} \leq e \leq 5 \times \frac{46398.50}{683.30} = 340 \text{ cm}$$

koşulunu sağlamaktadır.

4.5.4.2 Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

- **1. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

DBYBHY Madde 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişlerindeki maksimum tasarım kesme kuvveti

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{173.98}{35.5 \times 84.50} = 0.058 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 464.42 \text{ kN} \leq 683.30 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 464.42 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 46398.50}{70} = 1325.67 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **2. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{184.28}{35.5 \times 84.50} = 0.061 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 412.61 kN \leq 683.30 kN = V_p$$

$$V_d = 412.61 kN \leq \frac{2 \times 46398.50}{70} = 1325.67 kN = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **3. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{181.55}{35.5 \times 84.50} = 0.061 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 348.20 kN \leq 683.30 kN = V_p$$

$$V_d = 348.20 kN \leq \frac{2 \times 46398.50}{70} = 1325.67 kN = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **4. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{180.11}{35.5 \times 84.50} = 0.060 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 268.64 kN \leq 683.30 kN = V_p$$

$$V_d = 268.64 kN \leq \frac{2 \times 46398.50}{70} = 1325.67 kN = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

- **5. Kat Bağ Kirişlerinde Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü**

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{170.73}{35.5 \times 84.50} = 0.057 < 0.15 \quad \text{için}$$

$$V_d = 165.10 kN \leq 683.30 kN = V_p$$

$$V_d = 165.10 kN \leq \frac{2 \times 46398.50}{70} = 1325.67 kN = \frac{2M_p}{e}$$

koşullarının her ikisini de sağlamaktadır.

4.5.4.3 Bağ Kirişleri Dönme Açılarının Kontrolü

Bakınız Bölüm 4.4.2, Tablo 4.7

Tablo 4.7’den görüldüğü gibi, $\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$ bağ kirişi dönme açısının en büyük değeri,

2. katta $\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0.091$ radyan olmakta ve DBYBHY Madde 4.8.4(a)’da

öngörülen,

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0.091 < 0.10 \text{ radyan koşulunu sağlamaktadır.}$$

4.5.4.4 Bağ Kirişlerinde Kullanılacak Ara Rijitlik Levhaları

DBYYHY Madde 4.8.5.1'e göre çapraz elamanın bağ kirişine ve uzantılarına ve doğrudan yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenecektir. Bu rijitlik levhaları gövde lavhasının her iki tarafına, gövde levhası yüksekliğinde ve

$$\frac{b_{bf} - t_w}{2} = \frac{18.0 - 0.86}{2} \cong 8.50 \text{ cm}$$

genişliğinde olacaktır. Kalınlığı ise,

$$t_r = \max (0.75 \times t_w ; 10 \text{ mm}) = \max (0.75 \times 0.86 ; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

olacaktır.

Ayrıca bağ kirişi ucundaki rijitlik levhalarına ek olarak DBYYHY Madde 4.8.5.2(a)'da belirtilen ara rijitlik levhaları kullanılacaktır.

- **1. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.080 radyan

$$0.10 \text{ radyan için} \rightarrow \left(30t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(30 \times 0.86 - \frac{40}{5} \right) = 17.80 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için} \rightarrow \left(52t_w - \frac{d_b}{5} \right) = \left(52 \times 0.86 - \frac{40}{5} \right) = 36.72 \text{ cm}$$

$$0.080 \text{ radyan için} \rightarrow 23.21 \text{ cm}$$

70 cm olan bağ kirişlerinde 17.5 cm aralıklarla kalınlığı ve genişliği yukarda seçilen ara rijitlik levhaları düzenlenecektir.

- **2. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dönme açısı : 0.091 radyan

$$0.10 \text{ radyan için} \rightarrow 17.80 \text{ cm}$$

$$0.03 \text{ radyan için} \rightarrow 36.72 \text{ cm}$$

$$0.091 \text{ radyan için} \rightarrow 20.23 \text{ cm}$$

70 cm olan bağ kirişlerinde 17.5 cm aralıklarla kalınlığı ve genişliği yukarda seçilen ara rijtilik levhaları dzenlenecektir.

- **3. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dñnme açısı : 0.087 radyan

0.10 radyan için → 17.80 cm

0.03 radyan için → 36.72 cm

0087 radyan için → 21.31 cm

70 cm olan bağ kirişlerinde 17.5 cm aralıklarla kalınlığı ve genişliği yukarda seçilen ara rijtilik levhaları dzenlenecektir.

- **4. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dñnme açısı : 0.078 radyan

0.10 radyan için → 17.80 cm

0.03 radyan için → 36.72 cm

0.078 radyan için → 23.74 cm

70 cm olan bağ kirişlerinde 17.5 cm aralıklarla kalınlığı ve genişliği yukarda seçilen ara rijtilik levhaları dzenlenecektir.

- **5. Kat bağ kirişlerinde kullanılacak ara rijitlik levhaları**

Bağ kirişi dñnme açısı : 0.060 radyan

0.10 radyan için → 17.80 cm

0.03 radyan için → 36.72 cm

0.060 radyan için → 28.61 cm

70 cm olan bağ kirişlerinde 17.5 cm aralıklarla kalınlığı ve genişliği yukarda seçilen ara rijtilik levhaları dzenlenecektir.

4.5.4.5 Kat Kirişlerinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü

DBYBHY Madde 4.8.6.3, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılmasını öngörmektedir.

DBYBHY Madde 4.8.6.1'e göre, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinin kesit seçimi sonucunda belirlenen

$$\frac{M_p}{M_d} \quad \text{ve} \quad \frac{V_p}{V_d}$$

Tasarım Büyütme Katsayılarının küçüğü ile çarpımı suretiyle belirlenecektir.

Buna göre, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kısımlarının tasarımında esas alınacak iç kuvvetler Fe52 yapı çeliği için Tablo 4.1'den alınan $D_a = 1.1$ katsayısı kullanılarak hesaplanacaktır.

- **1. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{46398.50}{19737.25} = 2.35 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{464.42} = 1.47 \quad \rightarrow \quad \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 1.47$$

$$M_E = 15057.16 \text{ kNcm} , \quad M_{G+Q} = 4680.09 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.47 \times 15057.16 + 4680.09 = 31462.26 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 46398.50 \text{ kNcm} > 31462.26 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **2. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{46398.50}{17509.15} = 2.65 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{412.61} = 1.65 \quad \rightarrow \quad \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 1.65$$

$$M_E = 13246.96 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 4262.19 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.65 \times 13246.96 + 4262.19 = 30709.75 \text{ kNcm}$$

Şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 46398.50 \text{ kNcm} > 30709.75 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **3. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{46398.50}{15053.51} = 3.08 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{348.20} = 1.86 \quad \rightarrow \quad \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 1.86$$

$$M_E = 10992.68 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 4060.83 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.86 \times 10992.68 + 4060.83 = 28800.96 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 46398.50 \text{ kNcm} > 28800.96 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• **4. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü**

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{46398.50}{12070.44} = 3.84 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{268.64} = 2.54 \quad \rightarrow \quad \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 2.54$$

$$M_E = 8208.05 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 3862.39 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 2.54 \times 8208.05 + 3862.39 = 29089.01 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 46398.50 \text{ kNcm} > 29089.01 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

• 5. Kat Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölüm Kontrolü

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{46398.50}{8095.05} = 5.73 \quad ; \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{165.10} = 4.14 \quad \rightarrow \quad \min\left(\frac{M_p}{M_d}; \frac{V_p}{V_v}\right) = 4.14$$

$$M_E = 4605.33 \text{ kNcm} \quad , \quad M_{G+Q} = 3489.72 \text{ kNcm}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 4.14 \times 4605.33 + 3489.72 = 26559.66 \text{ kNcm}$$

şeklinde hesaplanır. Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 46398.50 \text{ kNcm} > 26559.66 \text{ kNcm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

4.5.5 Çaprazların Boyutlandırılması

1. Kat, 1 aksı çerçevesi, B-C aksları arası çaprazlarının (B.k.z, Şekil 3.3) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q + E_{x2}$ yüklemesi) için gerilme kontrolü yapılacaktır.

$$M_d = -3377.02 \text{ kNcm} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$N_d = -764.95 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$V_d = 7.67 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

Çapraz elemanları aksinel basınç ve eğilmeye çalışan elemanlar olarak tasarlandığından (çaprazın kolona olan bağlantısı mafsallı, kirişe olan bağlantısı ise ankastre) boyutlandırma TS 648 Madde 3.4 uyarınca yapılır ve $K = 0.70$ alınır.

Seçilen apraz kesiti (□ 260-10) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$\begin{array}{llll} b = 26 \text{ cm} & A = 89.90 \text{ cm}^2 & I = 10242 \text{ cm}^4 & W = 788 \text{ cm}^3 \\ t = 1.00 \text{ cm} & A_k = 52.00 \text{ cm}^2 & i = 10.20 \text{ cm} & W_p = 938 \text{ cm}^3 \end{array}$$

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez elik aprazlı perdelerin aprazları için DBYBHY Madde 4.8.1.1’de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlıkgenişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının Tablo 4.3’de verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Çapraz elemanın enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar,

$$\frac{b}{t} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{veya} \quad \frac{h}{t_w} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{şeklindedir.}$$

$$\text{Fe52 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{21000/35.5} = 24.32$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerlerine konularak

$$\frac{24.0}{1.0} = 24 > 0.7 \times 24.32 = 17.02$$

elde edilir ve DBYBHY 2006’da verilen enkesit koşullarının sağlanmadığı görölür. Fakat dışmerkez elik aprazlı perdelerin aprazları ile ilgili SPSSB 2002 ve SPSSB 2005’de herhangi bir sınırlandırma verilmediği için bu DBYBHY’de verilen bu koşul burada istisna olarak alınmıştır.

Ayrıca DBYBHY Madde 4.8.1.2’ye göre, basına çalışan elemanların narinlik oranı, $4.23\sqrt{E_s/\sigma_a}$ değerini aşmaması gerekmektedir. Fakat bu sınır SPSSB 2005’de $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a} = 4.0 \times 24.32 = 97.28$ olarak verilmiş olup burada bu sınır gözönüne alınacaktır.

1. katta çubuk boyu $L = 541.50$ cm olan çapraz elemanlarda, narinlik oranı

$$\lambda = \frac{0.70 \times 541.50}{10.20} = 37 < 97.28$$

Diğer katlarda çubuk boyu $L = 505.70$ cm olan çapraz elemanlarda, narinlik oranı

$$\lambda = \frac{0.70 \times 505.70}{10.20} = 35 < 97.28$$

olduğundan narinlik koşulu sağlanmaktadır.

$$s_{kx} = K \times l_{kx} = 0.70 \times 541.50 = 379 \text{ cm}$$

$$s_{ky} = 541.50 \text{ cm}$$

$$F_{yb} = 1.00 \times 26 + 1.00 \times \left(\frac{26 - 2 \times 1.00}{2} \right) \times \frac{1}{3} = 30 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{764.95}{89.90} = 8.51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{379}{10.20} = 37.20 \rightarrow \omega_x = 1.15$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{em}}{\omega_x} = \frac{21}{1.15} = 18.26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{3377.02}{788} = 4.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 \text{ (emniyetli tarafta kalmak üzere)}$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^2 \times C_b}{l_b \times h / F_b} = \frac{84 \times 10^2 \times 1.75}{541.5 \times 26 / 30} = 31.32 > 0.6 \times 35.5 = 21.3$$

$$\sigma_{Bx} = 21.3$$

$$\sigma_{ex} = \frac{8.29 \times 10^4}{\left(\frac{K \times l}{i} \right)^2} = \frac{8.29 \times 10^4}{37.20^2} = 59.91 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}} \right) \sigma_{Bx}} = \frac{8.51}{18.26} + \frac{0.85 \times 4.29}{\left(1 - \frac{8.51}{59.91} \right) \times 21.3} = 0.67 < 1.33$$

DBYBHY Madde 4.8.6.2'ye göre, ayrıca çaprazların bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre tahkik edilmeleri gerekmektedir.

$$M_{p,kutu} = \sigma_a \times W_p = 35.5 \times 938 = 33299 \text{ kNcm} \quad \text{Eğilme momenti kapasitesi}$$

$$V_{p,kutu} = 0.6 \times \sigma_a \times A_k = 0.6 \times 35.5 \times 52 = 1108 \text{ kN} \quad \text{Kesme kuvveti kapasitesi}$$

$$N_{\zeta p} = \sigma_a \times A_{net} = 35.5 \times 89.9 = 3191.45 \text{ kN} \quad \text{Eksenel çekme kapasitesi}$$

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 17.77 \times 89.9 = 2715.78 \text{ kN} \quad \text{Eksenel basınç kapasitesi (1.Katta)}$$

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 18.09 \times 89.9 = 2916.00 \text{ kN} \quad \text{Eksenel basınç kapasitesi (Diğer Katlarda)}$$

• 1. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü

Çaprazlarda narinlik oranı $\lambda = 37$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 17.77 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{verilmiştir.}$$

Bölüm 4.5.4.4'de görüldüğü gibi, bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{464.42} = 1.47 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$\bar{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.47 \times 635.89 + 129.06 = 1414.35 \text{ kN}$$

$$\bar{M}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.47 \times 3609.04 - 232.01 = 7062.76 \text{ kN}$$

$$\bar{V}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.47 \times 8.68 - 1.01 = 16.53 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Kapasite kontrolleri ise,

$$M_p = 33299 > 7062.76 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 2715.78 > 1414.35 \text{ kN}$$

$$V_p = 1108 > 16.53 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

- **2. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı $\lambda = 35$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 18.09 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bölüm 4.5.4.4'de görüldüğü gibi, bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{412.61} = 1.65 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$\overline{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.65 \times 594.53 + 135.33 = 1484.17 \text{ kN}$$

$$\overline{M}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.65 \times 3390.09 - 250.21 = 7441.06 \text{ kN}$$

$$\overline{V}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.65 \times 6.70 + 0.94 = 16.14 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Kapasite kontrolleri ise,

$$M_p = 33299 > 7441.06 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 2916.00 > 1484.17 \text{ kN}$$

$$V_p = 1108 > 16.14 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

- **3. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü**

Çaprazlarda narinlik oranı $\lambda = 35$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 18.09 \text{ kN/cm}^2 \text{ verilmiştir.}$$

Bölüm 4.5.4.4'de görüldüğü gibi, bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{348.20} = 1.86 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$\overline{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.86 \times 493.26 + 134.46 = 1396.00 \text{ kN}$$

$$\overline{M}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.86 \times 2857.08 - 230.91 = 7076.07 \text{ kN}$$

$$\overline{V}_p = 1.25 \times 1.1 \times 1.65 \times 5.65 + 0.98 = 15.43 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Kapasite kontrolleri ise,

$$M_p = 33299 > 7076.07 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 2916.00 > 1396.00 \text{ kN}$$

$$V_p = 1108 > 15.43 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

• 4. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü

Çaprazlarda narinlik oranı $\lambda = 35$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 18.09 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{verilmiştir.}$$

Bölüm 4.5.4.4'de görüldüğü gibi, bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{268.64} = 2.54 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$\overline{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.54 \times 368.26 + 133.60 = 1419.75 \text{ kN}$$

$$\overline{M}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.54 \times 1946.73 - 211.89 = 6587.06 \text{ kN}$$

$$\overline{V}_p = 1.25 \times 1.1 \times 2.54 \times 4.27 + 1.01 = 15.93 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Kapasite kontrolleri ise,

$$M_p = 33299 > 6587.06 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 2916.00 > 1419.75 \text{ kN}$$

$$V_p = 1108 > 15.93 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

• 5. Kat Çapraz Elemanların Kontrolü

Çaprazlarda narinlik oranı $\lambda = 35$ için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 18.09 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{verilmiştir.}$$

Bölüm 4.5.4.4'de görüldüğü gibi, bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{683.30}{165.10} = 4.14 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanların tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$\overline{N}_p = 1.25 \times 1.1 \times 4.14 \times 206.59 + 126.67 = 1302.68 \text{ kN}$$

$$\overline{M}_p = 1.25 \times 1.1 \times 4.14 \times 881.06 - 173.42 = 4842.01 \text{ kN}$$

$$\overline{V}_p = 1.25 \times 1.1 \times 4.14 \times 2.43 + 1.09 = 14.93 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Kapasite kontrolleri ise,

$$M_p = 33299 > 4842.01 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 2916.00 > 1302.68 \text{ kN}$$

$$V_p = 1108 > 14.93 \text{ kN}$$

şeklinde sağlanır.

➤ Gerilme hesaplarından görüldüğü gibi, çapraz elemandaki en büyük normal gerilme, emniyet gerilmesinin %50'si, kapasite kontrollerinde ise en büyük basınç kuvveti, kapasitenin %50'si dolaylarındadır. Bu durum, çapraz eleman enkesit profillerinin seçiminde bağ kirişi dönme açılarının sınırlandırılmasının daha etkin olmasından kaynaklanmaktadır.

4.5.6 Kolonların Boyutlandırılması

1. Kat, 2B kolonunun (B.kz, Şekil 1.2) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q + E_{y2}$ yüklemesi) için gerilme kontrolleri yapılacaktır.

Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı kolon alt ucunda oluşan toplam iç kuvvetler (kesit zorları)

$$M_d = 19450.41 \text{ kNcm} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$N_d = -2611.23 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

Düşey yükler + deprem yüklemesi için, kolonun üst ucundaki eğilme momenti ise

$$M = 5714.44 \text{ kNcm} \quad \text{olarak bulunur.}$$

Seçilen kolon kesiti (HE 450 B) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$h = 45 \text{ cm} \quad t_w = 1.40 \text{ cm} \quad I_x = 79890 \text{ cm}^4 \quad S_x = 1991 \text{ cm}^3$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad i_x = 9.10 \text{ cm} \quad W_x = 3550 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 2.60 \text{ cm} \quad A = 218 \text{ cm}^2 \quad W_{xp} = 3982 \text{ cm}^3$$

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kolonları için DBYBHY Madde 4.3.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının DBYBHY Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kolon enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşul,

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} > 0.10 \quad \text{için} \quad 1.33\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \text{ verilmiştir.}$$

$$\frac{2611.23}{35.5 \times 218} = 0.337 > 0.10 \quad \text{için} \quad 1.33\sqrt{21000/35.5} \left(2.1 - \left| \frac{-2611.23}{35.5 \times 218} \right| \right) = 57.02$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{39.8}{1.40} = 28.43 < 57.02 \quad \text{olduğundan enkesit koşulunun sağlandığı görülür.}$$

Eğilme + Eksenel basınç etkisindeki bu kolonda, normal gerilme tahkiki TS648 Çelik Yapılar Standardı Madde 3.4'te verilen

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right)\sigma_{By}} \leq 1.00$$

formülü ile yapılacaktır. Burada

$$\sigma_{eb} = \frac{2611.23}{218} = 11.98 \text{ kN/cm}^2 \quad : \text{ yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme}$$

σ_{bem} : kolonun $\lambda_x = s_{kx}/i_x$ ve $\lambda_y = s_{ky}/i_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, TS648 Standardı Çizelge 8'e göre belirlenen basınç emniyet gerilmesidir.

2B kolonunun kuvvetli eksenini doğrultusunda yanal ötelemesinin önlenmemiş olduğu, varsayımı yapılmıştır. Buna göre, 2B kolonunun eğilme rijitliği ile bu kolona bağlanan kirişlerin eğilme rijitliklerine ve mesnet koşullarına bağlı olarak, TS648 Standardı Çizelge 5'ten bulunan K_x ve K_y katsayıları yardımı ile hesaplanan s_{kx} ve s_{ky} burkulma boyları;

$$G_B = \frac{\frac{79890}{400} + \frac{79890}{350}}{\frac{48200}{800} + \frac{48200}{800}} = 3.55$$

$$G_A = 1 \text{ (Temele ankastre bağlı)}$$

$$K = 1.60$$

$$s_{kx} = K_x \times H = 1.60 \times 400 = 640 \quad , \quad s_{ky} = K_y \times H = 1.0 \times 400 = 400$$

değerlerini almaktadır. Bu değerler kullanılarak narinlik oranları

$$\lambda_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{640}{19.1} = 34 \quad , \quad \lambda_y = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{400}{7.33} = 55 \quad \rightarrow \quad \lambda = (\max \lambda_x, \lambda_y) = 55$$

olarak bulunur.

Bu narinlik değeri için, Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 14.98 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{dir.}$$

$$F_b = 2.60 \times 30 + 1.40 \times \left(\frac{45 - 2 \times 2.60}{2} \right) \times \frac{1}{3} = 87.29 \text{ cm}^2$$

Yalnız eğilme momentleri altında hesaplanan gerilmeler:

$$\sigma_{bx} = \frac{19450.41}{3550} = 5.48$$

$C_{mx} = 0.85$: yanal ötelemesi önlenmemiş sistem

$$\sigma_{ex} = \frac{82900}{34^2} = 71.71$$

Yanal burkulma halinde basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a$$

denklemleri ile hesaplanır, (bakınız Bölüm 15). Burada

s : kolon basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık, $s = H = 400 \text{ cm}$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad \text{şeklinde hesaplanan bir katsayıdır.}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{5714.44}{19450.41} \right) + 0.3 \left(\frac{5714.44}{19450.41} \right)^2 = 2.08 < 2.3$$

$C_{bx} = 2.08$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_{Bx} = \frac{8400 \times 2.08}{400 \times 45 / 87.29} = 84.73 \quad \rightarrow \quad \sigma_B = 21.6$$

elde edilir.

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{11.98}{14.98} + \frac{0.85 \times 5.48}{\left(1.0 - \frac{11.98}{71.71} \right) \times 21.6} = 1.06 < 1.33$$

4.5.7 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Enkesit Profilleri

Yapılan hesaplamalar sonucunda sistem elemanları için belirlenen boyutlar aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 4.8 : Taşıyıcı Sistem Elemanları

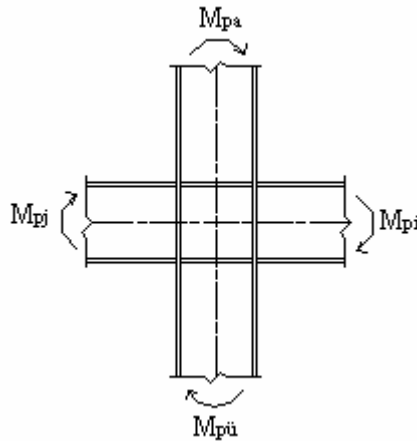
Taşıyıcı Sistem Elemanı	Enkesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE 360
A,B,C,D Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	IPE 500
1 ve 4 Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	IPE 400
2 ve 3 Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	IPE 450
Kolonlar (tüm katlarda)	HE 450 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	□260×10

4.6 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerde Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolleri

DBYBHY Madde 4.3.2 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistem olarak tasarlanan A, B, C ve D aksları çerçevelerinin tüm düğüm noktalarında ‘Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu’ kontrol edilecektir.

Sistemde zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılmadığı ve kiriş uçlarında guseler oluşturulmadığı için, kiriş plastik momentlerinin kolon yüzündeki kesitlerde oluştuğu kabul edilir ve M_{vi} ve M_{vj} terimleri sıfır alınır.

Her katta, her düğüm noktasında DBYBHYnin 4.3.2.1 maddesinde verilen koşul kontrol edilmelidir.

**Şekil 4.5: Kolon ve Kiriş Uç Moment Kapasiteleri**

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

Fe52 çeliğinden yapılan hadde profilleri için arttırma katsayısı (**Tablo 4.1**): $D_a = 1.1$

$$M_p \cong W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right)$$

DBYBHY Madde 4.3.2.2 uyarınca, kolon eğilme momenti kapasitelerinin hesabında eksenel kuvvetten dolayı azaltma yapılmalıdır.

$$\text{Bütün kolon kesitleri : HE 450 B} \quad A = 218 \text{ cm}^2, \quad W_p = 3982 \text{ cm}^3$$

$$\text{Bütün kiriş kesitleri : IPE 500} \quad W_{xp} = 2194 \text{ cm}^3$$

$$M_{pi} = W_p \times \sigma_a = 2194 \times 35.5 = 77887 \text{ kNcm}$$

$$M_{pj} = W_p \times \sigma_a = 2194 \times 35.5 = 77887 \text{ kNcm}$$

• **1. Kat A1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 832.31 \text{ kN}, \quad N_{alt} = 1053.36 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{832.31}{218} \right) = 126157.98 \text{ kNcm}$$

$$M_{pb} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1053.36}{218} \right) = 122120.27 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pb}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(126157.98 + 122120.27) = 248278.25 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

• **1. Kat A2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 1262.15 \text{ kN}, \quad N_{alt} = 1586.93 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1262.15}{218} \right) = 118306.50 \text{ kNcm}$$

$$M_{pb} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1586.93}{218} \right) = 112374.05 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pb}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(118306.50 + 112374.05) = 230680.55 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

• **1. Kat B1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 1815.79 \text{ kN}, \quad N_{alt} = 2507.93 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1815.79}{218} \right) = 108193.68 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{2507.93}{218} \right) = 95551.01 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(108193.68 + 95551.01) = 203744.69 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

• **1. Kat B2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 2085.04 \text{ kN}, \quad N_{alt} = 2611.23 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{2085.04}{218} \right) = 103275.54 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{2611.23}{218} \right) = 93664.13 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(103275.54 + 93664.13) = 196939.67 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

• **2. Kat A1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 606.54 \text{ kN}, \quad N_{alt} = 832.31 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{606.54}{218} \right) = 130281.91 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{832.31}{218} \right) = 126157.98 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(130281.91 + 126157.98) = 256439.89 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

• **2. Kat A2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 942.20 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 1262.15 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{942.20}{218} \right) = 124150.72 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1262.15}{218} \right) = 118306.50 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(124150.72 + 118306.50) = 242457.22 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

• **2. Kat B1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 1188.72 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 1815.79 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1188.72}{218} \right) = 119647.78 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1815.79}{218} \right) = 108193.68 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(119647.78 + 108193.68) = 227841.46 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

• **2. Kat B2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 1552.08 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 2085.04 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1552.08}{218} \right) = 113010.62 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{2085.04}{218} \right) = 103275.54 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(113010.62 + 103275.54) = 216286.16 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

• **3. Kat A1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 390.33 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 606.54 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{390.33}{218} \right) = 134231.21 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{606.54}{218} \right) = 130281.91 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(134231.21 + 130281.91) = 264513.12 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

• **3. Kat A2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 623.05 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 942.20 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{623.05}{218} \right) = 129980.33 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{942.20}{218} \right) = 124150.72 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(129980.33 + 124150.72) = 254131.05 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

• **3. Kat B1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 552.85 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 1188.72 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{552.85}{218} \right) = 131262.61 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1188.72}{218} \right) = 119647.78 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(131262.61 + 119647.78) = 250910.39 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

• **3. Kat B2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 1033.70 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 1552.08 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1033.70}{218} \right) = 122479.38 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1552.08}{218} \right) = 113010.62 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(122479.38 + 113010.62) = 235490.00 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

• **4. Kat A1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 180.90 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 390.33 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{180.90}{218} \right) = 138056.67 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{390.33}{218} \right) = 134231.21 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(138056.67 + 134231.21) = 272287.88 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

• **4. Kat A2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 300.32 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 623.05 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{300.32}{218} \right) = 135875.34 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{623.05}{218} \right) = 129980.33 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(135875.34 + 129980.33) = 265855.67 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

- **4. Kat B1 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 220.67 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 552.85 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{220.67}{218} \right) = 137330.23 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{552.85}{218} \right) = 131262.61 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

$$(137330.23 + 131262.61) = 268592.84 > 1.1 \times 1.1 \times (77887) = 94243.27 \text{ kNcm}$$

- **4. Kat B2 Kolonunda :**

$$N_{üst} = 516.33 \text{ kN} , \quad N_{alt} = 1033.70 \text{ kN}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{516.33}{218} \right) = 131929.69 \text{ kNcm}$$

$$M_{pa} = 3982 \times \left(35.5 - \frac{1033.70}{218} \right) = 122479.38 \text{ kNcm}$$

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj})$$

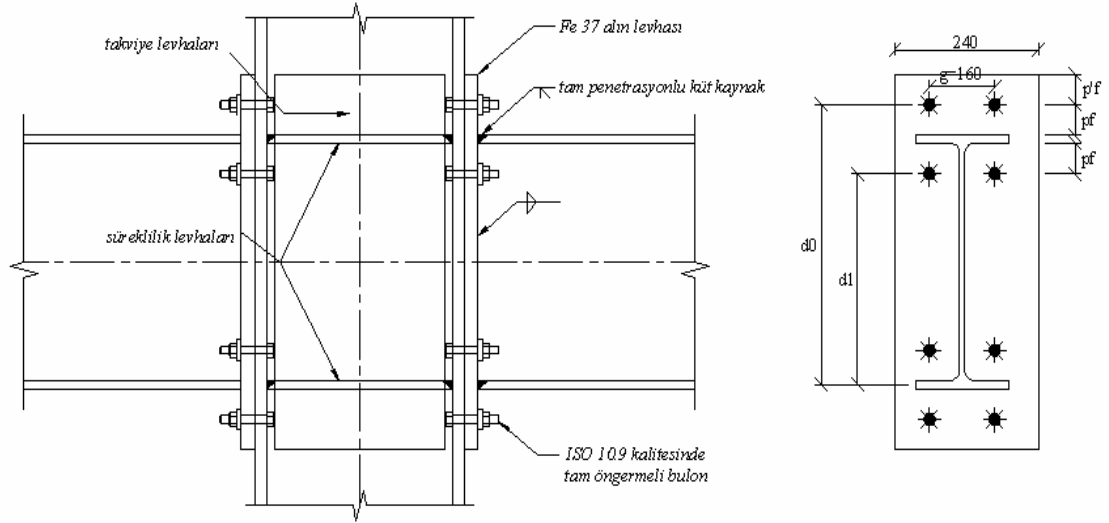
$$(131929.69 + 122479.38) = 254408.99 > 1.1 \times 1.1 \times (77887 + 77887) = 188486.54 \text{ kNcm}$$

4.7 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinin Tasarımı

4.7.1 Moment Aktaran Kolon – Kiriş Birleşimi

4.7.1.1 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı Moment Aktaran Kolon – Kiriş Birleşimi (FEMA 350'ye Göre Tasarım) [7,14]

İncelenen süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemin 1. Kat, B aksı çerçevesi, 1-2 aksları arası kirişi ile B2 kolonunun (bakınız, Şekil 4.2) birleşim bölgesi FEMA 350'de verilen aşamalar takip edilerek adım adım yapılacaktır.



Şekil 4.6: Alın Levhalı Bulonlu Moment Aktaran Kolon - Kiriş Birleşim Detayı

Kolon Kesiti : HE 450 B

Kiriş Kesiti : IPE 500

Bulon :Yüksek Mukavemetli (10.9) M30

Seçilen kolon kesiti (HE 450 B) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$\begin{aligned} I_x &= 79890 \text{ cm}^4 & S_x &= 1991 \text{ cm}^3 & i_x &= 7.33 \text{ cm} \\ W_x &= 3550 \text{ cm}^3 & W_{px} &= 3982 \text{ cm}^3 & A &= 218 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Seçilen kiriş kesiti (IPE 500) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$\begin{aligned} I_x &= 48200 \text{ cm}^4 & S_x &= 1097 \text{ cm}^3 & i_x &= 4.31 \text{ cm} \\ W_x &= 1930 \text{ cm}^3 & W_{px} &= 2194 \text{ cm}^3 & A &= 116 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Ön yaklaşım için alın plakası kalınlığı $t_{pl} = 40$ mm alınarak, plastik mafsalların yeri :

$$S_h = \frac{d_c}{2} + \frac{d_b}{3} + t_{pl} = \frac{45}{2} + \frac{50}{3} + 4.0 = 43.17 \text{ cm bulunur.}$$

$$M_p = W_p \times \sigma_a = 2194 \times 35.5 = 77887 \text{ kNcm} = 778.87 \text{ kNm}$$

$$V_p = \frac{M_p + M_p + \frac{P \times l}{4} + \frac{P \times l}{2} + \frac{3 \times P \times l}{8} + \frac{q \times l^2}{2}}{l}$$

$$V_p = \frac{77887 + 77887 + \frac{6220 \times 8.00}{4} + \frac{6220 \times 8.00}{2} + \frac{3}{4} \times 6220 \times 8.00 + \frac{6.75 \times 8.00^2}{2}}{8.00} = 31502 \text{ kN}$$

$$M_f = 77887 + 315.02 \times \left(43.17 - \frac{45.0}{2} \right) = 84398.46 \text{ kNcm}$$

$$M_c = 77887 + 315.02 \times 43.17 = 91486.41 \text{ kNcm}$$

a-) Birleşimin geometrisinin tespiti

$$p_f = p_f' = 2 \times 30 = 60 \text{ mm seçilir.}$$

$$d_1 = 500 - \frac{16}{2} - 16 - 60 = 416.00 \text{ mm}$$

$$d_0 = 500 - \frac{16}{2} + 60 = 552.00 \text{ mm}$$

b-) Bulon çapının seçimi

$$M_f < 2T_{ub}(d_0 + d_1) \text{ ifadesinden } T_{ub, gerekli} \text{ değeri hesaplanır.}$$

T_{ub} : Bir bulonun diş dibi enkesiti ile taşıyabileceği maximum çekme kuvveti

$$84398.46 < 2T_{ub}(55.20 + 41.60)$$

$$T_{ub, gerekli} = 435.94 \text{ kN}$$

M 30'luk (10.9) kalitesindeki bulon için için kontrol :

$$T_{ub} = 100 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 3.00)^2}{4} = 522.79 > T_{ub, gerekli}$$

c-) Seçilen bulonların kesme açısından uygunluğunun kontrolü

$$V_g = 119.30 \text{ kN}$$

$$A_b \geq \frac{\frac{2M_f}{L - d_c} + V_g}{n \tau_{em}}$$

$$\frac{\pi \times 3.00^2}{4} \geq \frac{\frac{2 \times 84398.46}{800 - 45} + 120.30}{8 \times 24}$$

$7.07 > 1.79$ olduğu için, seçilen bulon uygundur ve kesme nedeniyle yük taşıma kapasitesi kaybı söz konusu değildir.

d-) Alın plakası kalınlığının tespiti

$$t_p = \sqrt{\frac{M_f}{0.8\sigma_{ap} \times \left\{ (d_b - p_f) \left[\frac{b_p}{2} \left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s} \right) + (p_f + s) \frac{2}{g} \right] + \frac{b_p}{2} \left(\frac{d_b}{p_f} + \frac{1}{2} \right) \right\}}}$$

$$s = \sqrt{b_p \times g} = \sqrt{24 \times 16} = 19.60 \text{ cm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{8439846}{0.8 \times 24 \times \left\{ (50 - 5.50) \left[\frac{24}{2} \left(\frac{1}{5.50} + \frac{1}{19.60} \right) + (5.50 + 19.60) \frac{2}{16} \right] + \frac{24}{2} \left(\frac{50}{5.50} + \frac{1}{2} \right) \right\}}} = 3.44 \text{ cm}$$

Seçilen alın plakası kalınlığı $t_{pl} = 40 \text{ mm}$ uygundur.

e-) Seçilen alın plakası kalınlığının kontrolü :

Alın plakasında kaymadan dolayı akma oluşmaması için gerekli t_p minimum alın plakası kalınlığı kontrol edilir.

$$t_p = \frac{M_f}{1.1\sigma_{ap} b_p (d_b - t_{bf})} = \frac{84398.46}{1.1 \times 24 \times 24 \times (50 - 1.60)} = 2.75 \text{ cm}$$

Seçilen alın plakası kalınlığı $t_{pl} = 40 \text{ mm}$ uygundur.

f-) Kiriş başlık çekme kuvvetine dayanacak minimum kolon başlık kalınlığının kontrolü:

$$k_1 = \frac{1}{2} \times 1.02 + 2.10 = 2.61 \text{ cm}$$

$$c = \frac{1}{2} \times 1.02 + 0.16 = 0.67 \text{ cm}$$

$$C_1 = \frac{g}{2} - k_1 = \frac{16}{2} - 2.61 = 5.39$$

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{M_f}{(d_b - t_{fb}) \times C_1}} = \sqrt{\frac{84398.46}{(50 - 1.60) \times 5.39}} = 14.05 > 2.60 \text{ olduğundan süreklilik}$$

levhaları kullanılmalıdır.

g-) Süreklilik levhalası kullanıldığı için kolonun başlık kalınlığının kontrolü :

$$C_1 = \frac{g}{2} - k_1 = \frac{16}{2} - 2.61 = 5.39$$

$$C_2 = \frac{b_{cf} - g}{2} = \frac{30 - 16}{2} = 7.00 \text{ cm}$$

$$s = \sqrt{\frac{C_1 C_2}{C_2 + 2C_1} (2b_{cf} + 4k_1)} = \sqrt{\frac{5.39 \times 7.00}{7.00 + 2 \times 5.39} (2 \times 30 + 4 \times 2.61)} = 36.46$$

$$Y_c = \left(\frac{c}{2} + s \right) \left(\frac{1}{C_2} + \frac{2}{C_1} \right) + (C_2 + C_1) \left(\frac{4}{c} + \frac{2}{s} \right)$$

$$Y_c = \left(\frac{0.67}{2} + 36.46 \right) \left(\frac{1}{7.00} + \frac{2}{5.39} \right) + (7.00 + 5.39) \left(\frac{4}{0.67} + \frac{2}{36.46} \right) = 93.56$$

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{M_f}{2(d_b - t_{bf})}} = \sqrt{\frac{84398.46}{2 \times (50 - 1.60)}} = 0.57$$

Kolon başlık kalınlığı $t_f = 2.60 \text{ cm} > t_{cf} = 0.55 \text{ cm}$ olduğundan kolon başlık kalınlığı yeterlidir.

h-) Kolon başlık kalınlığının, kiriş başlığı basınç etkisi açısından uygunluğunun kontrolü :

$$k = t + r = 2.60 + 2.70 = 5.30$$

$$t_{cf} = \frac{M_f}{(d_b - t_{bf}) (6k + 2t_{pl} + t_{bf}) \sigma_{ac}} = \frac{84398.46}{(50 - 1.60) \times (6 \times 5.30 + 2 \times 4.00 + 1.60) \times 35.5} = 1.19 \text{ cm} < 2.60$$

FEMA 350'ye göre 8 adımda yapılan kontrollerin ardından verilen geometrideki detayın uygunluğu belirlenmiş olur.

4.7.1.2 Moment Aktaran Kolon - Kiriş Birleşimi (DBYBHY 2006'ya Göre Tasarım) [1]

İncelenen süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemin 1. Kat, B aksı çerçevesi, 1-2 aksları arası kirişi ile B2 kolonunun (bakınız, Şekil 4.2) birleşim bölgesi DBYBHY Madde 4.3.4'e uygun olarak boyutlandırılacaktır.

Kiriş-kolon birleşim bölgesinin oluşturulması için, DBYBHY Bilgilendirme Eki 4.A.2.3'te verilen 'Alın Levhasız Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayı' uygulanacaktır. Madde DBYBHY 4A.2.3'te belirtildiği gibi, bu detay süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için DBYBHY Tablo 4A.2'de verilen kriterlere uyulması gerekir.

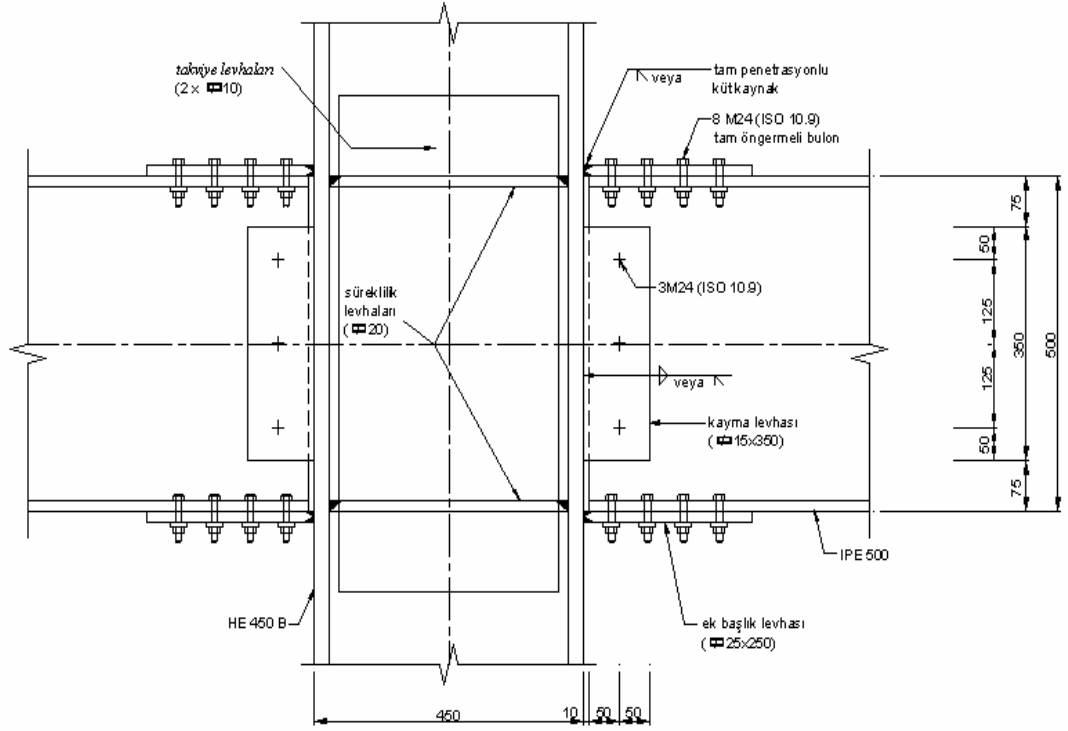
DBYBHY Madde 4.3.4.1 (c)'ye göre birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti, plastik mafsalların kolon yüzünde olduğu kabulü ile aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} + 1.1 D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} = 120.30 + 1.1 \times 1.1 \times \frac{(778.87 + 778.87)}{8.00} = 355.91 \text{ kN}$$

Kirişin plastik moment kapasitesi ise

$$M_{p,kiriş} = W_p \times \sigma_a = 2194 \times 35.5 = 77887 \text{ kNcm} = 778.87 \text{ kNm}$$

şeklinde hesaplanır.



Şekil 4.7: Alın Levhasız Bulonlu Moment Aktaran Kolon - Kiriş Birleşim Detayı

Bu detayda, ek başlık levhası ve başlık bulonları tarafından aktarılması gereken çekme kuvveti:

$$N_{\xi} = \frac{M}{h} = \frac{778.87}{0.50} = 1557.78 \text{ kN}$$

değerini almaktadır. Bu kuvvetin aktarılması 25×230 mm boyutunda ek başlık levhaları ve 8 adet M24 (ISO 10.9) yüksek dayanımlı bulon kullanılacaktır,

Levhada çekme gerilmesi:

$$\sigma_{\xi} = \frac{N_{\xi}}{A_{net}} = \frac{1557.78}{2.5 \times (23.0 - 2 \times 2.50)} = 34.60 \text{ kN/cm}^2 < 35.5 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_a$$

Bulonların taşıma kapasitesi:

$$N_{kap} = 1.7 \times 8 \times 137.50 = 1870.00 \text{ kN} > 1557.78 \text{ kN}$$

Gövde levhası tarafından aktarılması gereken kesme kuvveti: $V = 355.91 \text{ kN}$

Bu kuvvetin aktarılması için 12×350 mm boyutunda kayma levhası ve 3 adet M24 (ISO 10.9) yüksek dayanımlı bulon kullanılacaktır.

Levhada kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{V}{A_{net}} = \frac{355.91}{1.20 \times (35.0 - 3 \times 2.50)} = 10.79 \text{ kN/cm}^2 < 20.50 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{kap} = \frac{\sigma_a}{\sqrt{3}}$$

Bulonlara etkiyen kuvvetler:

$$V_b = \frac{355.91}{3} = 118.64 \text{ kN}$$

$$H_b = \frac{355.91 \times 6.0}{25.0} = 85.42 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{118.64^2 + 85.42^2} = 146.20 < 1.7 \times 42 \times 1.20 \times 2.40 = 205.63 \text{ kN} = P_{kap}$$

DBYBHY Madde 4.3.4.3'e göre kayma bölgesinin boyutlandırılması:

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \times \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) = 0.8 \times 2 \times \left(77887 \left(\frac{1}{50} - \frac{1}{375} \right) \right) = 2160.07 \text{ kN}$$

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times d_c \times t_p \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p} \right) = 0.6 \times 35.5 \times 45 \times 1.40 \times \left(1 + \frac{3 \times 30 \times 2.60^2}{50 \times 45 \times 1.40} \right) = 160108 \text{ kN}$$

Bu durumda DBYBHY Madde 4.3.4.3(b)'de verilen $V_p \geq V_{ke}$ şartının sağlanabilmesi için DBYBHY Madde 4.3.4.3(c)'de verilen koşula uyularak kayma bölgesine takviye levhaları konulur.

DBYBHY Madde 4.3.4.3(c)'ye göre takviye levhalarının kalınlığı $t_{min} \geq \frac{u}{180}$ şartına uyarak seçilir.

$t_{levha} = 10 \text{ mm}$ için ;

$$10 > \frac{1755}{180} = 9.75$$

$$t_p = 2 \times 1.00 + 1.40 = 3.40 \text{ cm}$$

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times d_c \times t_p \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p} \right) = 0.6 \times 35.5 \times 45 \times 3.40 \times \left(1 + \frac{3 \times 30 \times 2.60^2}{50 \times 45 \times 3.40} \right) = 351808 \text{ kN}$$

Kolon – Kiriş birleşiminde, kayma bölgesi iki taraflı 10 mm'lik levhalarla takviye edilerek kayma bölgesinin yeterli dayanıma sahip olması sağlanmıştır.

DBYBHY Madde 4.3.4.4 uyarınca

$$t_{cf} \geq 0.54 \times \sqrt{b_{bf} \times t_{bf}} \quad \text{ve} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

olması durumunda süreklilik levhaları kullanılmayabilir.

$$2.60 < 0.54 \times \sqrt{20 \times 1.60} = 3.05 \quad \text{ve} \quad 2.60 < \frac{20.0}{6} = 3.33$$

ilk koşul sağlanmadığından süreklilik levhalarına gerek olmaktadır. Süreklilik levhalarının kalınlığı $t = 20$ mm olarak seçilmiş ve böylece kiriş başlık kalınlığından ($t_{bf} = 16$ mm) daha az olmaması sağlanmıştır.

4.8 Kolonların Temel Bağlantı Detayının Tasarımı

İncelenen sistemin B2 kolonunun (B.k.z, Şekil 4.2) temel bağlantı detayı, DBYBHY Madde 4.9'a uygun olarak boyutlandırılacaktır.

Buna göre, kolon taban kesitinde ve kuvvetli eksen doğrultusunda, düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında,

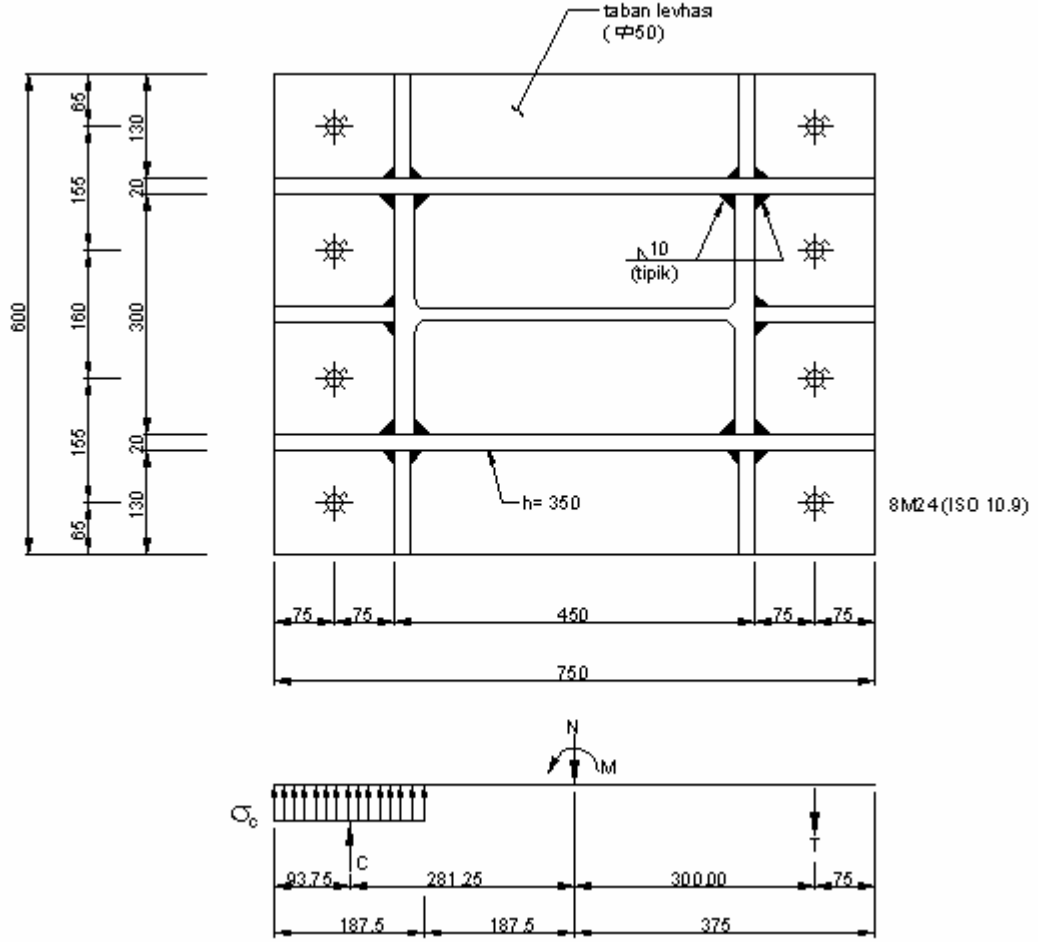
$$M_{0.9G+E} = 19450.41 \text{ kNcm} \quad M_{G+Q+E} = 19450.41 \text{ kNcm}$$

$$N_{0.9G+E} = -1344.73 \text{ kN} \quad N_{G+Q+E} = -2611.23 \text{ kN}$$

$$T_{0.9G+E} = 71.68 \text{ kN} \quad V_{G+Q+E} = 71.68 \text{ kN}$$

iç kuvvetleri altında, deprem yüklemesi için izin verilen %15 emniyet gerilmesi arttırımı uygulanarak, detay tasarımı yapılacaktır. Kolonun zayıf eksenini doğrultusundaki iç kuvvetler, diğer doğrultudaki etkilere oranla çok küçük kalmaktadır ve hesapta ihmal edilecektir.

Uygulanması öngörülen temel bağlantı detayının krokisi Şekil 1.6'da verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, detayın oluşturulmasında 50×600×750 mm taban levhası, 20×350×750 mm düşey yük aktarma levhaları ve 2×4M24 (ISO 10.9) ankraj bulonu kullanılmaktadır.



Şekil 4.8: Kolon Temel Bağlantı Detayı

Eğilme momenti ve normal kuvvetten dolayı kolon tabanında oluşan çekme ve basınç kuvvetleri

$$T = \frac{194.50 - 1344.73 \times 0.28125}{0.28125 + 0.30000} < 0$$

$$C = \frac{194.50 + 2611.23 \times 0.300}{0.300 + 0.28125} = 1682.36 \text{ kN}$$

$T < 0$ olduğundan levha çekmeye geçememekte ve bulonlarda çekme gerilmesi oluşmamaktadır.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_1 = \frac{2611.23}{60 \times 75} + \frac{19450.41}{\frac{60 \times 75^2}{4}} = 0.81 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{2611.23}{60 \times 75} - \frac{19450.41}{\frac{60 \times 75^2}{4}} = 0.35 \text{ kN/cm}^2$$

beton basınç gerilmesi,

$$\sigma_c = 0.70 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerini almaktadır.

Beton basınç gerilmesinden dolayı taban levhasının eğilmesinden meydana gelen normal gerilme

$$m = \frac{0.70 \times 13.0 \times 15.0}{4.09} = 33.38 \text{ kNcm/cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{33.38}{\frac{1 \times 5.0^2}{6}} = 8.16 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 21 = 24.15 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{em}$$

değerini almaktadır.

Kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki gerilmelerin kontrolü :

$$N_d = -2611.23 \text{ kN} , \quad M_d = 19450.41 \text{ kNcm}$$

$$P_u = \frac{N}{4} + \frac{M}{2 \times (h - t_{cf})} = \frac{2611.23}{4} + \frac{19450.41}{2 \times (45 - 2.60)} = 882.18 \text{ kN}$$

kaynak gerilmesi:

$$\tau_k = \frac{882.18}{2 \times 1.0 \times (35.0 - 2 \times 1.0)} = 13.37 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 17 = 19.55 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{k,em}$$

Ankraj bulonlarının emniyetle aktarabileceği kesme kuvveti

(sürtünme katsayısı: $\mu = 0.55$)

$$T_{em} = \mu \sum P_{em} = 0.55 \times 8 \times 146.0 = 642.40 \text{ kN} > 71.68 \text{ kN}$$

Yukarıdaki tahkiklere ek olarak, temel bağlantı detayının kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır.

a) Temele birleşen kolonun eğilme momenti ve eksenel kuvvet kapasitelerinin $1.1D_a$ katına eşit olan eğilme momenti ve normal kuvvet.

Kolonun eğilme momenti kapasitesi (plastik moment) ve eksenel kuvvet kapasitesi:

$$M_p = W_{xp} \times \sigma_a = 2 \times 1991 \times 35.5 = 141361 \text{ kNcm}$$

$$N_p = A \sigma_a = 218 \times 35.5 = 7739 \text{ kN}$$

Fe52 çeliğinden yapılan hadde profilleri için arttırma katsayısı (DBYBHY Tablo 4.1): $D_a = 1.1$

$$1.1 D_a \times M_p = 1.1 \times 1.1 \times 141361 = 171046.81 \text{ kNcm}$$

$$1.1 D_a \times N_p = 1.1 \times 1.1 \times 7739 = 9364.19 \text{ kN}$$

b) DBYBHY Madde 4.2.4'te tanımlanan arttırılmış yükleme durumlarından dolayı kolon taban kesitinde meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvveti.

$$\begin{aligned} G + Q + E \text{ yüklemesi için} \quad : \quad M &= 74.30 + 2.5 \times 19376.11 = 48514.58 \text{ kNcm} \\ N &= -2611.23 + 0 = -2611.23 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.9G + E \text{ yüklemesi için:} \quad M &= 48.63 + 2.5 \times 19376.11 = 48488.91 \text{ kNcm} \\ N &= -1344.73 + 0 = -1344.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Buna göre, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi

$$M = 48514.58 \text{ kNcm} \text{ ve } N = -2611.23 \text{ kN}$$

değerlerini sağlayacaktır. Kapasite kontrollerinde, DBYBHY Madde 4.2.5'te verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

$$T = \frac{485.15 - 2611.23 \times 0.28125}{0.28125 + 0.30000} < 0$$

$$C = \frac{485.15 + 2611.23 \times 0.300}{0.300 + 0.28125} = 2182.40 \text{ kN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_1 = \frac{2611.23}{60 \times 75} + \frac{48514.58}{\frac{60 \times 75^2}{4}} = 1.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{2611.23}{60 \times 75} - \frac{48514.58}{\frac{60 \times 75^2}{4}} = 0.006 \text{ kN/cm}^2$$

beton basınç gerilmesi,

$$\sigma_c = 0.87 \text{ kN/cm}^2$$

değerlerini almaktadır.

Beton basınç gerilmesinden dolayı taban levhasının eğilmesinden meydana gelen normal gerilme:

$$m = \frac{0.87 \times 13.0 \times 15.0}{4.09} = 41.48 \text{ kNcm/cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{41.48}{\frac{1 \times 5.0^2}{6}} = 10.08 \text{ kN/cm}^2 < 35.5 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_a$$

Kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki gerilmelerin kontrolü :

$$N = -2611.23 \text{ kN}, \quad M = 48514.58 \text{ kNcm}$$

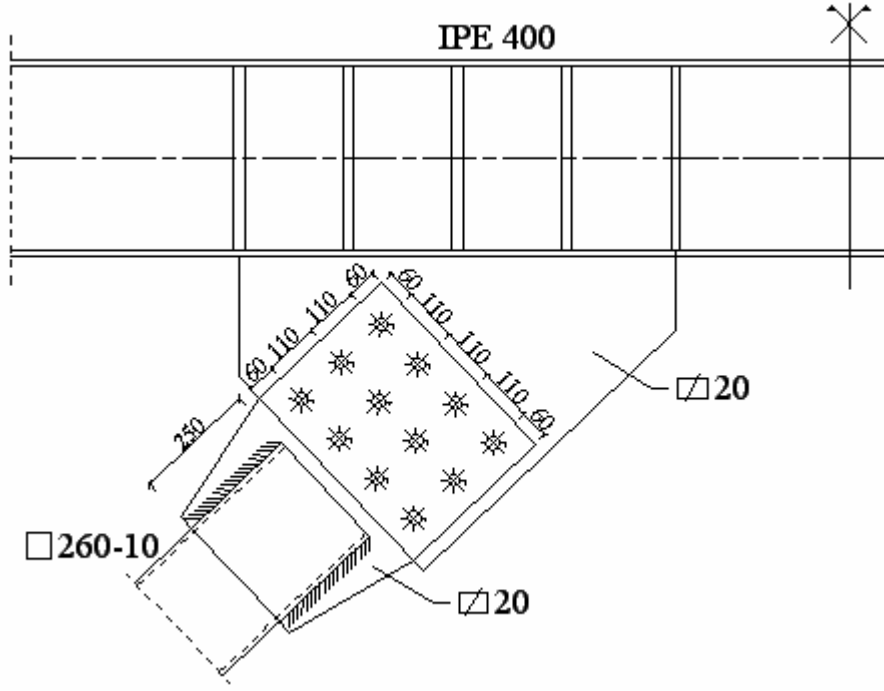
$$P_u = \frac{N}{4} + \frac{M}{2 \times (h - t_{cf})} = \frac{2611.23}{4} + \frac{48514.58}{2 \times (45 - 2.60)} = 1224.91 \text{ kN}$$

kaynak gerilmesi:

$$\tau_k = \frac{1224.91}{2 \times 1.0 \times (35.0 - 2 \times 1.0)} = 18.56 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2 = \tau_{kap}$$

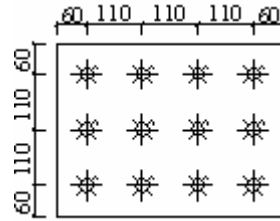
4.9 Çapraz - Kiriş Birleşim Detayının Tasarımı [19]

□ 260×10 olarak seçilen çapraz elemanın IPE 400 kirişe olan bağlantısı; kiriş alt başlığına kaynaklanan $t = 20$ mm'lik levhanın, çapraz elemana kaynaklanmış olan $t = 20$ mm'lik levhaya bulonla birleştirilmesi suretiyle teşkil edilecektir.



Şekil 4.9: Çapraz Eleman - Kiriş Birleşim Detayı

Birleşimde meydana gelen iç kuvvetlerin aktarılması için 12 adet M27 (ISO 10.9) sürtünmeli bulon kullanılacaktır.



Şekil 4.10: Çapraz Eleman Bağlantı Plakası Geometrisi

($G + Q + E_{x2}$ yükleme) için birleşimde meydana gelen iç kuvvetler:

$$M_d = - 3377.02 \text{ kNcm} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$N_d = -764.95 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

$$V_d = 7.67 \text{ kN} \quad (\text{B.k.z ETABS Analizi})$$

- **□ 260×10 kesitin plakaya bağlandığı kaynağın tahkiki:**

a : kaynak kalınlığı

t_{min} : birleşen elemanlardan en ince olanın kalınlığı

t_{max} : birleşen elemanlardan en kalın olanın kalınlığı

l : kaynak uzunluğu olmak üzere

$$a \geq \sqrt{t_{max}} - 0.5$$

$$3 \leq a \leq 0.7t_{min}$$

$$15a \leq l \leq 100a$$

koşulları sağlanmalıdır.

$a = 7$ mm, $l = 250$ mm için;

$$7 \geq \sqrt{20} - 0.5 = 3.97 \text{ mm}$$

$$3 \leq 7 \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm} \quad \text{koşulları sağlanır.}$$

$$A_{kaynak} = 4 \times 0.7 \times (25.0 - 2 \times 0.7) = 66.08 \text{ cm}^2$$

$$I_{kaynak} = 4 \times 66.08 \times 13.0^2 = 44670.08 \text{ cm}^4$$

$$W_{kaynak} = \frac{44670.08}{13.0} = 3436.16 \text{ cm}^3$$

$$\tau_x = \frac{3377.02}{3436.16} + \frac{764.95}{66.08} = 12.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{7.67}{66.08} = 0.12 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = \sqrt{12.56^2 + 0.12^2} = 12.56 \text{ kN/cm}^2 < 17.00 \text{ kN/cm}^2$$

- **Plakaları Birbirine Bağlayan Bulonların Tahkiki**

Z ve D momentten meydana gelen, dış sıralardaki bulonlara çekme ve basınç kuvvetleri olmak üzere ;

$$Z = D = 0.9 \times \frac{3377.02}{33.0} = 92.10 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulona momentten dolayı gelen kuvvet :

$$N_{b,mom} = \frac{93.81}{3} = 30.70 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulona normal kuvvetten dolayı gelen kuvvet :

$$N_{b,nor} = \frac{764.95}{12} = 63.75 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulona gelen toplam kuvvet :

$$N_{b,top} = 30.70 + 63.75 = 94.45 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulonun emniyetli taşıma kapasitesi:

μ : ortalama kayma katsayısı

D_u : 1.13 olarak alınan bir katsayı

h_{sc} : standart delikler için 1.00 alınan bir katsayı

T_b : bulon öngerme kuvveti

N_s : kayma yüzeyi sayısı olmak üzere SSSB 2005'e göre:

$$N_{sür} = \frac{\mu \times D_u \times h_{sc} \times T_b \times N_s}{\Omega} = \frac{0.50 \times 1.13 \times 1.00 \times 334 \times 1.0}{1.50} = 125.81 \text{ kN}$$

$$N_{kay} = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = \frac{3.14 \times 2.70^2}{4} \times \frac{90}{1.7 \times \sqrt{3}} = 175.00 \text{ kN}$$

$$N_{ezil} = \frac{1.2 \times L_c \times t \times F_u}{\Omega} = \frac{1.2 \times 6.0 \times 2.0 \times 46}{2.0} = 331.20 \text{ kN}$$

$$N_{emniyet} = 125.81 \text{ kN}$$

$$N_{emniyet} = 125.81 > 94.45 \text{ kN}$$

Bulonların kesme kuvveti için tahkiki:

$$N_{bul} = \frac{7.67}{4} = 1.92 < 125.81 \text{ kN}$$

4.9.1 Çapraz Birleşim Detayının Kapasite Kontrolü

Birleşime gelen iç kuvvetlerin $1.25 \times D_a \times \frac{V_p}{V_d}$ katsayısı ile arttırılmış halleri:

$$M = 7062.76 \text{ kNcm}$$

$$N = 1414.35 \text{ kN}$$

$$V = 16.53 \text{ kN}$$

- □ 260×10 kesitin plakaya bağlandığı kaynağın tahkiki:

$$\tau_x = \frac{7062.76}{3436.16} + \frac{1414.35}{66.08} = 23.46 \text{ kN/cm}^2 < 1.7 \times 17 = 28.90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{16.53}{66.08} = 0.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = \sqrt{23.46^2 + 0.25^2} = 23.46 \text{ kN/cm}^2 < 17.00 \text{ kN/cm}^2$$

- Plakaları Birbirine Bağlayan Bulonların Tahkiki

Z ve D momentten meydana gelen çekme ve basınç kuvvetleri olmak üzere ;

$$Z = D = 0.9 \times \frac{7062.76}{33.0} = 192.62 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulona momentten dolayı gelen kuvvet :

$$N_{b,mom} = \frac{192.62}{3} = 64.20 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulona normal kuvvetten dolayı gelen kuvvet :

$$N_{b,nor} = \frac{1414.35}{12} = 117.86 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulona gelen toplam kuvvet :

$$N_{b,top} = 64.20 + 117.86 = 182.06 \text{ kN}$$

1 adet M27 bulonun taşıma kapasitesi:

$$N_{sür} = \mu \times D_u \times h_{sc} \times T_b \times N_s = 0.50 \times 1.13 \times 1.00 \times 334 \times 1.0 = 188.71 \text{ kN}$$

$$N_{kay} = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{kap} = \frac{3.14 \times 2.70^2}{4} \times \frac{90}{\sqrt{3}} = 297.51 \text{ kN}$$

$$N_{ezil} = 1.2 \times L_c \times t \times F_u = 1.2 \times 6.0 \times 2.0 \times 46 = 662.40 \text{ kN}$$

$$N_{emniyet} = 188.71 \text{ kN}$$

$$N_{emniyet} = 188.71 > 182.06 \text{ kN}$$

- Çaprazların bağlandığı plakaların uçlarına yerleştirilen rijitlik levhalarının arasında 90 cm'lik mesafe kalmaktadır. Bu arada da DBYBHY Madde 4.5.4.4'de tanımlanan rijitlik levhalarından 22.5 cm aralıklarla yerleştirilecektir.

5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

DBYBHY 2006'nın 4. bölümü olan 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanaklı Tasarım Kuralları' bölümünün incelenme ve değerlendirilme çalışmaları neticesinde, malzeme koşulları, enkesit koşulları, süneklik düzeyi yüksek ve normal çerçevelerin tasarım kuralları, süneklik düzeyi yüksek ve normal merkezi çelik çaprazlı perdelerin tasarım kuralları ve süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin tasarım kuralları ile ilgili verilen koşulların AISC SPSSB 2002 ve AISC SPSSB 2005 ile olan büyük benzerlikleri görülmüştür. Bu benzerliklerin yanı sıra AISC SPSSB 2002 ve AISC SPSSB 2005'de verilen bazı koşulların DBYBHY 2006'da verilmediği ancak, AISC SPSSB 2002 ve AISC SPSSB 2005'de verilmeyen bazı koşulların ise DBYBHY 2006'da verildiği görülmüştür. Bunların yanı sıra AISC SPSSB 2005'de verilen bazı koşulların AISC SPSSB 2002'de verilen koşulların revize edilip, değiştirilmiş halleri olduğu görülmüştür. Bahsedilen revize edilmiş maddelerde DBYBHY 2006'nın, AISC SPSSB 2002'de verilen koşullarla örtüştüğü görülmektedir.

Çalışmanın 2. ve 3. bölümlerinde DBYBHY 2006'da verilen koşullar yazılıp, gerekli koşulların altlarına AISC SPSSB 2002 ve AISC SPSSB 2005'de verilen ilgili koşullar yazılmıştır. Bu şekilde DBYBHY 2006'da verilen koşulların AISC SPSSB 2002 ve AISC SPSSB 2005'de verilen koşullarla birlikte verilerek bir bütünlük sağlanması ve rahat bir karşılaştırma yapılması amaçlanmıştır.

DBYBHY 2006'da verilen ve AISC SPSSB 2005 ile uyuşmayan bazı koşulların Mart 2007'de revize edilip, bazı değişiklikler yapılarak tekrar yürürlüğe konulacak olan DBYBHY'de değiştirilmesi öngörülmektedir [5].

DBYBHY 2006'nın 4. bölümü olan 'Çelik Binalar İçin Depreme Dayanaklı Tasarım Kuralları' bölümünün altında verilen, 'Moment Aktaran Çerçevelerde Kiriş-Kolon Birleşim Detayları' kısmında önerilen, en az 0.04 radyan görelî kat ötelenmesi açısını(görelî kat ötelenmesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olduğu deneysel ve/veya analitik yöntemlerle kanıtlanmış olan birleşim detaylarının ise

FEMA 350’de önerilen detaylardan olduğu görülmüştür. DBYBHY 2006’da ve FEMA 350’de bu detayların kullanım sınırlarıyla ilgili koşullar tablolar halinde verilmiştir. Fakat FEMA 350’de bu detayların kullanımıyla ilgili verilen tablolar daha ayrıntılı sınırlar içermektedir. Ayrıca FEMA 350’de bu detayların çözümleri ile ilgili bilgiler verilmiş, çözüm yöntemleri adım adım anlatılmıştır. Bunların yanı sıra verilen bu detaylarda FEMA 350’de, plastik mafsallın oluşacağı bölgeler, kolon kesit yüksekliği, kiriş kesit yüksekliği ve varsa alın plakası kalınlığı gibi parametrelere bağılı olarak her detay için ayrı ayrı verilmiştir. Bunun sonucu olarak birleşim dizaynı yapılırken plastik mafsallın oluşacağı bölgelerde oluşacak ilave kesme kuvvetleri de göz önüne alınmaktadır. DBYBHY 2006’da ise genel bir kabul olarak zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılmaması ve kiriş uçlarında guseler oluşturulmaması durumunda ilave kesme kuvvetlerinin sıfır olacağı verilmektedir. Yani zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılmaması ve kiriş uçlarında guseler oluşturulmaması durumunda, plastik mafsallın kirişlerin kolon yüzünde oluştuğu kabulü yapılmaktadır. Bu durum, DBYBHY 2006’ya göre ve FEMA 350’ye göre yapılan birleşim detayı tasarımında temel bir farklılık olarak göze çarpmaktadır.

Çalışmanın 2. ve 3. bölümlerinde DBYBHY 2006’nın ‘Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları’ bölümünün incelenip, değerlendirilmesinin ardından, 4. bölümde DBYBHY 2006’da verilen koşullarla ilgili gerekli yerlerde düzeltmeler yapılarak bir proje uygulaması yapılmıştır. Bu uygulamada, bazı durumlarda seçilen kesitlerin gerilme sınır değerlerinden uzakta kaldığı görülmüştür. Bu durumlarda kesit seçiminde belirleyici olan etkenin gerilme değil, sistem yanal ötelenmesi ve bağı kirişi dönme açıları olduğu görülmüştür. Örneğin çapraz elemanları boyutlandırılırken, emniyet gerilmesine göre yapılan hesapta ve kapasite kontrollerinde, gerilmelerin sınır değerlerin yaklaşık yarısı olduğu görülmüştür. Burada kesit seçimini belirleyici etken, DBYBHY 2006 Madde 4.8.4’de verilen bağı kirişi dönme açıları’nın sınır değerleri olmaktadır. Yine benzer şekilde kolonların kesit seçimlerinde, üst katlarda gerilmelerin, sınır değerlerin oldukça altında olmasına rağmen, tüm katlarda da aynı kesitlerin kullanıldığı görülmektedir. Bunun sebebi ise, çerçeve doğrultusunda kat ötelenmelerinin DBYBHY 2006 Madde 2.10.1.3’de verilen sınır kat ötelenmeleri koşuluna uymasını sağlamaktır.

Uygulamada, DBYBHY 2006’da verilen ve çalışmanın 3. bölümünde değerlendirilmesi yapılan kolon-kiriş birleşim detaylarından iki tanesinin dizaynı

yapılmıştır. Bu birleşim detaylarının uygulamasının ilkinde ‘Alın Levhalı Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayı’ FEMA 350’de verilen hesap adımları ve yardımcı kaynak [14] kullanılarak dizayn edilmiştir. Uygulaması yapılan ikinci birleşim detayı olan ‘Alın Levhasız Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayı’ ise DBYBHY 2006’da verilen koşulları sağlayacak şekilde dizayn edilmiştir. Uygulama projesinde kiriş-kolon birleşim detaylarının yanı sıra, DBYBHY 2006’da verilen koşullara uygun şekilde kolon temel bağlantı detayının tasarımı da yapılmıştır. Ayrıca çapraz elemanın kirişe bağlantı detayı tasarımı da yapılmıştır. Çapraz elemanın kirişe olan bağlantısı ankastre olarak tasarlanıp, birleşimde sürtünmeli bulon kullanılmıştır. Sürtünmeli bulonlarla ilgili olarak DBYBHY 2006’da herhangi bir koşul verilmediğinden, bu konuda kaynak olarak SSSB kullanılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] **DBYBHY**, 2006. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [2] **Structural Welding Code-Steel**, 2000. *American Welding Society*, Florida
- [3] **SPSSB**, 2002. Seismic provisions for structural steel buildings, *American Institute of Steel Construction*, Chicago.
- [4] **SPSSB**, 2005. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction*, Chicago.
- [5] **Özer, E.**, 2006. Kişisel görüşme.
- [6] **El-Tawil, S., Mikesel, T.D., Vidarsson, E., and Kunnath, S.K.**, 1999. Inelastic Behavior and Design of Steel Panel Zones, *Journal of Structural Engineering* **125-2**, sayfa 183-193
- [7] **FEMA 350**, 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*.
- [8] **Tang, X. and Goel, S.C.**, 1989. Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure, *Journal of Structural Engineering* **115-8**, sayfa 1960-1976
- [9] **Tang, X. and Goel, S.C.**, 1987. Seismic Analysis and Design Considerations of Braced Steel Structures, *The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering*, **UMCE 84-7**, Ann Arbor, MI.
- [10] **Hjmelstad, K.D. and Popov, E.P.**, 1984. Characteristics of Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering* **110-2**, sayfa 340-353
- [11] **Whittaker, S.S., Uang, C.M., and Bertero, V.V.**, 1987. Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 0.3-Scale Model of a Six-Story Eccentrically Braced Steel Structure, *Earthquake engineering Research Center UBC/EERC – 87/02*
- [12] **Engelhardt, M.D. and Popov, E.P.**, 1992. Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering* **118-11**, sayfa 3067-3087

- [13] **Malley, M.O. and Popov E.P.**, 1984. Shear Link in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering* **110-9**, sayfa 2275-2295
- [14] **Deren, H., Uzgider, E. ve Piroğlu, F.**, 2002. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul
- [15] **TS-498**, 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [16] **TS-648**, 1980. Çelik yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [17] **Odabaşı, Y.**, 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta Basım Yayım Dağıtım, İstanbul.
- [18] **Öztürk, Z.A.**, 2002. Çelik Yapılar Kısa Bilgi ve Çözülmüş Problemler, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [19] **SSSB**, 2005. Specification for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction*, Chicago.

YARARLANILAN DİĞER KAYNAKLAR

- **2000 IBC Structural/Seismic Design Manuel – Volume 3**, 2000. Steel and Concrete Building Design Examples, *Structural Engineers Association of California*.
- **STEEL TIPS**, 1996. Seismic Design Practise for Eccentrically Braced Frames , *Structural Steel Educational Council*.
- **Englekirk, R.E.**, 1999. Extant Panel Zone Design Procedures for Steel Frames are Questioned, *Earthquake Spectra* **15-2**, sayfa 361-370
- **Popov, E.P. and Engelhardt, M.D.**,1988. Seismic Eccentrically Braced Frames, *Journal of Constructional Steel Research* **10**, sayfa 321-354
- **Foutch, D.A.**, 1989. Seismic Behavior of Eccentrically Braced Steel Building, *Journal of Structural Engineering* **115-8** , sayfa 1857-1876
- **Okazaki, T. , Arce, G., Ryu, H.C. and Engelhardt, M.D.**, 2004(a). Recent Research on Link Performance in Steel Eccentrically Braced Frames, *Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, August 1-6 2004

ÖZGEÇMİŞ

26 Nisan 1983 tarihinde Ankara’da doğan Recep AYDIN, ilk ve orta öğrenimini burada tamamladıktan sonra lise öğrenimini Kırşehir Fen Lisesinde başlayarak, 2001 yılında Dikmen Lisesi’nde tamamladı. Aynı yıl Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği bölümüne girmeye hak kazandı. 2005 yılında lisans öğrenimini tamamladıktan sonra İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü’ne bağlı İnşaat Mühendisliği Bölümü bünyesindeki Yapı Analizi ve Boyutlandırma programında yüksek lisans öğrenimine başladı.