

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇELİK YAPILARDA ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN
SÜNEKLİK DÜZEYİNİ BELİRLEYEN
TASARIM KURALLARI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Bora ÇELİK**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2003

ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mühendisliği (Deprem) yüksek lisans programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans çalışmasında, çelik yapılarda merkezi ve dışmerkez çaprazlı çerçevelerle bu çerçevelerin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları incelenmiştir.

Yüksek lisans eğitimi ve tez aşamasındaki çalışmalarım sırasında; bilgi ve deneyimlerinden yararlanma fırsatını bulduğum, yol gösterici ve hoşgörülü yaklaşımıyla tezimin gelişmesinde büyük katkıları olan danışman hocam Doç. Dr. Cavidan YORGUN'a, ilgi ve yardımlarından dolayı tüm Çelik Yapılar Çalışma Grubu öğretim üyelerine en içten teşekkürlerimi sunarım.

Üzerimde büyük emekleri olan, varlıklarıyla bana güç veren aileme ve arkadaşlarıma teşekkür ederim.

Bu tez çalışmasını, özlem ve rahmetle andığım dedem R. ÇAKAR ve eniştem T. ÖZ'e ithaf ederim.

Mayıs 2003

Bora ÇELİK

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	ix
TABLO LİSTESİ	x
ŞEKİL LİSTESİ	xi
SEMBOL LİSTESİ	xiii
ÖZET	xvi
SUMMARY	xvii
1. GİRİŞ	1
1.1. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Sınır Durumlar	1
1.1.1. Kullanılabilirlik Sınır Durumu	2
1.1.2. Hasar Kontrolü Sınır Durumu	2
1.1.3. Göçme Kontrolü Sınır Durumu	2
1.2. Depreme Dayanıklı Yapılarda Aranılan Özellikler	3
1.2.1. Yapının Genel Davranışı	3
1.2.2. Rijitlik ve Dayanım	3
1.2.3. Süneklik	4
1.3. Depreme Dayanıklı Çelik Yapı Tasarımı	5
1.4. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	6
2. MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER	8
2.1. Tanım	8
2.1.(a). Tek Çaprazlı Çerçeveler	9
2.1.(b). X - Şeklindeki Çaprazlı Çerçeveler	9
2.1.(c). V ve Ters V - Şeklindeki Çaprazlı Çerçeveler	10
2.1.(d). K - Şeklindeki Çaprazlı Çerçeveler	11
2.2. Merkezi Çapraz Elemanların Tersinir Yükleme Altındaki Davranışının Modellenmesi	11
2.2.(a). Çapraz Elemanların Burkulmasının Tersinir Yükleme Altındaki Davranışa Etkileri	11
2.2.(b). Çapraz Elemanın Narinliğinin Tersinir Yükleme Altındaki Davranışa Etkileri	11
2.3. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerde Süneklik Düzeyi	16
3. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER	21
3.1. Tanım	21
3.2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Davranışını Belirleyen Özellikler	23
3.2.1. Geometrik Parametreler	23

3.2.2. Mekanik Parametreler	23
3.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Rölatif Rijitliği	23
3.3.1. Kiriş - Kolon Rijitlik Oranının Etkisi	24
3.3.2. Kesme Şekildeğiştirmesinin Etkisi	25
3.4. Dışmerkez Çapraz Elemanların Plastik Davranışı	26
3.4.1. Gereken Eleman Sünekliği	26
3.4.2. Bağlantı Kirişinin Davranışı	28
3.4.2.1. Kısa Bağlantı Kirişleri	29
3.4.2.1. Orta ve Uzun Bağlantı Kirişleri	31
3.4.3. Bağlantı Kirişlerinin Plastik Kapasiteleri	31
3.4.4. Rijitleştiricilerin Aralıkları ve Bağlantı Kirişinin Plastik Dönme Kapasitesi	32
3.4.5. Rijitleştiricilerin Tasarımı	36
3.4.6. Bağlantı Kirişi - Kolon Birleşimleri	37
3.4.7. Kiriş ve Çapraz Eleman Tasarımı	39
3.4.8. Kolon Tasarımı	40
4. ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER İÇİN AISC TASARIM KURALLARI	41
4.1. Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçeve Sistemleri	41
4.1.1. Çapraz Elemanlar	41
4.1.1.(a). Narinlik	41
4.1.1.(b). Gereken Basınç Dayanımı	41
4.1.1.(c). Genişlik Kalınlık Oranı	41
4.1.1.(d). Eleman Bağ Levhalarının Oluşturulması	42
4.1.2. Çapraz Eleman Birleşimleri	42
4.1.2.(a). Gereken Dayanım	42
4.1.2.(b). Çekme Dayanımı	42
4.1.2.(c). Eğilme Dayanımı	42
4.1.2.(d). Düğüm Levhaları	43
4.1.3. Çapraz Biçimleri İçin Özel Gereksinimler	43
4.1.3.(a). V ve Ters V - Şeklindeki Çapraz Elemanlar	43
4.1.3.(b). K - Şeklindeki Çapraz Elemanlar	44
4.1.4. Yüksek Olmayan Binalar	44
4.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeve Sistemleri	44
4.2.1. Çapraz Elemanlar	44
4.2.1.(a). Narinlik	44
4.2.1.(b). Gerekli Basınç Dayanımı	45
4.2.1.(c). Genişlik Kalınlık Oranı	45
4.2.1.(d). Yapma Kesiler	46
4.2.2. Çapraz Eleman Birleşimleri	46

4.2.2.(a). Gereken Dayanım	46
4.2.2.(b). Çekme Dayanımı	47
4.2.2.(c). Eğilme Dayanımı	47
4.2.2.(d). Düğüm Levhaları	48
4.2.3. Özel Çapraz Eleman Biçimleri İçin Özel Koşullar	48
4.2.3.(a). V ve Ters V - Şeklindeki Çapraz Elemanlar	48
4.2.3.(b). K - Şeklindeki Çapraz Elemanlar	50
4.2.4. Kolonlar	50
4.2.4.(a). Genişlik - Kalınlık Oranları	50
4.2.4.(b). Ekler	50
4.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveler	52
4.3.1. Bağlantı Kirişleri	52
4.3.2. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricileri	56
4.3.3. Bağlantı Kirişi - Kolon Birleşimleri	59
4.3.4. Bağlantı Kirişi Yanal Mesneti	60
4.3.5. Çapraz Eleman ve Bağlantı Kirişi Dışında Kalan Kiriş Parçası	60
4.3.6. Kiriş - Kolon Birleşimleri	66
4.3.7. Gerekli Kolon Dayanımı	66
5. ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER İÇİN ABYYHY TASARIM KURALLARI	67
5.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çaprazlı Perdeler	67
5.2. Süneklik Düzeyi Normal Çelik Çaprazlı Perdeler	67
6. EMNİYET GERİLMELERİ YÖNTEMİYLE TASARIM	69
6.1. Yükler	69
6.1.1. Genel Yük Birleşimleri	69
6.1.2. Depreme Özel Yük Birleşimleri	69
6.2. Nominal Dayanımlar	70
6.3. Tasarım Dayanımlar	70
6.4. Kolonlar	70
6.5. Merkezi Çaprazlı Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler	70
6.6. Merkezi Çaprazlı Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler	71
7. ÖRNEK BİR YAPININ MERKEZİ VE DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI SİSTEMLERLE MODELLENMESİNE AİT SAYISAL İNCELEME	72
7.1. Giriş	72
7.1.1. Yapının Tanıtılması	72
7.1.2. Yapıya Etkiyen Düşey Yükler	73
7.1.3. ABYYHY'de Belirtilen Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	74
7.1.4. Çaprazların Şekline Bağlı Olarak Yapıya Etki Edilecek Olan Yatay Yüğü Belirlenmesi	79

7.1.4.1. Dışmerkez Çaprazlı Sisteme Etki Edilecek Olan Yatay Yük	80
7.1.4.2. Merkezi Çaprazlı Sisteme Etki Edilecek Olan Yatay Yük	80
7.1.5. Elastik Analizde Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Yatay Yükün Belirlenmesi	84
7.1.5.1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Yatay Yük	85
7.1.5.2. Merkezi Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Yatay Yük	86
7.1.6. Elastik Analizde Çerçeve Elemanlarına Etki Edilecek Olan Düşey Yükler	87
7.1.6.1. Kirişe Etki Eden Düşey Yükler	87
7.1.6.2. Kolona Etki Eden Düşey Yükler	87
7.1.7. Örnek Yapı İçin Seçilen Çapraz Şekilleri	88
7.1.8. Çerçeveye Etki Eden Yatay ve Düşey Yükler Altında Devrilme Kontrolü	88
7.1.9. Yapılacak Olan Elastik Analizle İlgili Genel Bilgiler ve Kabuller	90
7.2. 1. Dışmerkez Çaprazlı Yapının Boyutlandırılması	91
7.2.1. 1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Elastik Analizi	91
7.2.2. Seçilen Enkesit Profilleri	91
7.2.3. Elastik Analiz Sonuçları	91
7.2.4. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	92
7.2.5. Bağlantı Kirişinin Boyutlandırılması	93
7.2.5.1. Bağlantı Kirişinin Boyu	93
7.2.5.2. Seçilen Kiriş Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	93
7.2.5.3. Bağlantı Kirişi Kesme Kuvveti Kontrolü	94
7.2.5.4. Eksenel Kuvvetin Bağlantı Kirişi Tasarım Kesme Dayanımına Olan Etkisi	95
7.2.5.5. Bağlantı Kirişi Dönme Açısı Kontrolü	95
7.2.5.6. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması	95
7.2.5.7. Bağlantı Kirişi Ara Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması	96
7.2.5.8. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Kaynak Kontrolü	97
7.2.5.9. Bağlantı Kirişi Yanal Desteği	99
7.2.5.10. Bağlantı Kirişine Etkiyen Bileşik Yüklerin Kontrolü	100
7.2.5.11. Kirişin Bağlantı Kirişi Dışında Kalan Kısımının Kontrolü	100
7.2.6. Çapraz Elemanın Boyutlandırılması	101
7.2.6.1. Seçilen Çapraz Eleman Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	101
7.2.6.2. Çapraz Elemanın Analizi	101
7.2.7. Kolonun Boyutlandırılması	104
7.2.7.1. Seçilen Kolon Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	104

7.2.7.2. Kolonun Boyutlandırılmasında Kullanılacak Olan Yük Birleşimleri	105
7.2.7.3. Kolon İçin Gereken Gerilme Kontrolleri	105
7.2.8. Bağlantı Kirişiyle Çapraz Eleman Birleşimi	107
7.2.9. Kiriş - Kolon Birleşimi	107
7.3. 2. Dışmerkez Çaprazlı Yapının Boyutlandırılması	108
7.3.1. 2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Elastik Analizi	108
7.3.2. Seçilen Enkesit Profilleri	108
7.3.3. Elastik Analiz Sonuçları	108
7.3.4. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü	109
7.3.5. Bağlantı Kirişinin Boyutlandırılması	110
7.3.5.1. Bağlantı Kirişinin Boyu	110
7.3.5.2. Seçilen Kiriş Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	110
7.3.5.3. Eksenel Kuvvetin Bağlantı Kirişi Tasarım Kesme Dayanımına Olan Etkisi	111
7.3.5.4. Bağlantı Kirişi Kesme Kuvveti Kontrolü	111
7.3.5.5. Bağlantı Kirişi Dönme Açısı Kontrolü	113
7.3.5.6. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması	113
7.3.5.7. Bağlantı Kirişi Ara Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması	114
7.3.5.8. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Kaynak Kontrolü	115
7.3.5.9. Bağlantı Kirişi Yanal Desteği	117
7.3.5.10. Bağlantı Kirişine Etkiyen Bileşik Yüklerin Kontrolü	117
7.3.5.11. Kirişin Bağlantı Kirişi Dışında Kalan Kısımının Kontrolü	118
7.3.6. Çapraz Elemanın Boyutlandırılması	119
7.3.6.1. Seçilen Çapraz Eleman Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	119
7.3.6.2. Çapraz Elemanın Analizi	119
7.3.7. Kolonun Boyutlandırılması	122
7.3.7.1. Seçilen Kolon Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	122
7.3.7.2. Kolonun Boyutlandırılmasında Kullanılacak Olan Yük Birleşimleri	123
7.3.7.3. Kolon İçin Gereken Gerilme Kontrolleri	123
7.3.8. Bağlantı Kirişiyle Çapraz Eleman Birleşimi	125
7.3.9. Kiriş - Kolon Birleşimi	125
7.4. Merkezi Çaprazlı Yapının Boyutlandırılması	126
7.4.1. Merkezi Çaprazlı Çerçevenin Elastik Analizi	126
7.4.2. Seçilen Enkesit Profilleri	126
7.4.3. Elastik Analiz Sonuçları	126

7.4.4. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü	127
7.4.5. Çapraz Elemanın Boyutlandırılması	128
7.4.5.1. Çapraz Elemanın Narinliği	128
7.4.5.2. Çapraz Eleman Basınç Dayanım Kontrolü	128
7.4.5.3. Seçilen Çapraz Eleman Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	129
7.4.6. Kirişin Boyutlandırılması	130
7.4.6.1. Seçilen Kiriş Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	130
7.4.6.2. Kiriş İçin Gereken Gerilme Kontrolleri	130
7.4.6.3. Seçilen Çapraz Eleman Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	129
7.4.7. Kolonun Boyutlandırılması	132
7.4.7.1. Seçilen Kolon Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması	132
7.4.7.2. Kolonun Boyutlandırılmasında Kullanılacak Olan Yük Birleşimleri	133
7.4.7.3. Kolon İçin Gereken Gerilme Kontrolleri	133
7.4.8. Kirişle Çapraz Eleman Birleşimi	135
7.4.9. Kirişle Kolon Birleşimi	135
7.5. Sayısal İncelemelere Ait Sonuçların Değerlendirilmesi	136
8. SONUÇLAR	140
KAYNAKLAR	143
EKLER	145
EK A : LRFD, Tablo B5.1 (Basınç Elemanlarının Genişlik-Kalınlık Oranları)	146
EK B : AISC'den Alınan Gerekli Yük Birleşimleri	147
EK C : ASD'den Alınan Gerekli Yük Birleşimleri	148
EK D : Bölüm 7'de Kullanılan Enkesit Profillerine Ait Bilgiler	149
ÖZGEÇMİŞ	150

KISALTMALAR

ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik
AISC	: American Institute of Steel Construction
ASD	: Allowable Stress Design
ECCS	: European Convention for Constructional Steelwork
LRFD	: Load and Resistance Factor Design
TS	: Türk Standardı
UBC	: Uniform Building Code

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 7.1 : Hareketli yük katılım katsayısı (n).....	75
Tablo 7.2 : Etkin yer ivmesi katsayısı (A_0).....	76
Tablo 7.3 : Bina önem katsayısı (I).....	76
Tablo 7.4 : Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A, T_B).....	77
Tablo 7.5 : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R).....	78
Tablo 7.6 : Dışmerkez çaprazlı sistemde katlara etki eden eşdeğer deprem yükleri.....	82
Tablo 7.7 : Merkezi çaprazlı sistemde katlara etki eden eşdeğer deprem yükleri.....	83
Tablo 7.8 : Dışmerkez çaprazlı sistemde tek bir çaprazlı çerçeveye etki edilecek olan eşdeğer deprem yükleri.....	86
Tablo 7.9 : Merkezi çaprazlı sistemde tek bir çaprazlı çerçeveye etki edilecek olan eşdeğer deprem yükleri.....	86
Tablo 7.10 : Kolona etki eden düşey yükler.....	87
Tablo 7.11 : Yatay kuvvetlerle oluşan momentin (devrilme momenti) hesabı..	90
Tablo 7.12 : Elastik analiz sonucunda 1. dışmerkez çaprazlı çerçevede oluşan kat ötelemeleri.....	92
Tablo 7.13 : Elastik analiz sonucunda 1. dışmerkez çaprazlı çerçevenin elemanlarında oluşan kesit tesirleri.....	92
Tablo 7.14 : Göreli kat ötelemelerinin sınır değere göre kontrolü.....	93
Tablo 7.15 : Elastik analiz sonucunda 2. dışmerkez çaprazlı çerçevede oluşan kat ötelemeleri.....	109
Tablo 7.16 : Elastik analiz sonucunda 2. dışmerkez çaprazlı çerçevenin elemanlarında oluşan kesit tesirleri	109
Tablo 7.17 : Göreli kat ötelemelerinin sınır değere göre kontrolü.....	110
Tablo 7.18 : Elastik analiz sonucunda merkezi çaprazlı çerçevede oluşan kat ötelemeleri.....	127
Tablo 7.19 : Elastik analiz sonucunda merkezi çaprazlı çerçevenin elemanlarında oluşan kesit tesirleri	127
Tablo 7.20 : Göreli kat ötelemelerinin sınır değere göre kontrolü.....	128
Tablo 7.21 : Seçilen enkesit profilleri.....	137
Tablo 7.22 : Çaprazlı çerçevelerdeki eleman ağırlıkları.....	137

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Süneklik tanımı.....	4
Şekil 2.1 : Merkezi çaprazlı çerçevelerin tipik biçimleri	9
Şekil 2.2 : Ters V – tipi çaprazlı çerçevelerde göçme mekanizması.....	10
Şekil 2.3 : Narin çapraz elemanların tersinir yükleme altındaki davranışı.....	12
Şekil 2.4 : Narin çapraz elemanların tersinir modeli.....	13
Şekil 2.5 : Narin X – tipi çaprazlı çerçevelerin tersinir modeli.....	14
Şekil 2.6 : V – tipi çaprazlı çerçevelerin için tekrarlı modeli.....	14
Şekil 2.7 : Basitleştirilmiş model kullanılarak tekrarlı davranış.....	16
Şekil 2.8 : Çaprazlı sistemde düzlem dışı burkulma için çapraz eleman – düğüm levhası birleşimi.....	20
Şekil 3.1 : Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde, “e” bağlantı kirişinin boyu.....	21
Şekil 3.2 : Mimari gereksinimlerin sağlanması.....	23
Şekil 3.3 : Kiriş – kolon rijitlik oranının, çerçevenin rölatif rijitliği üzerindeki etkisi.....	25
Şekil 3.4 : Kesme şekildegıştirmesinin, çerçevenin rölatif rijitliği üzerindeki etkisi.....	26
Şekil 3.5 : Basit dışmerkez çaprazlı çerçevenin göçme mekanizması ve yapının şekildegıştirmesiyle bağlantı kirişinin şekildegıştirmesi arasındaki basitleştirilmiş ilişkiler.....	27
Şekil 3.6 : Geniş başlıklı kirişlerin, kesme - moment etkileşim diyagramı....	29
Şekil 3.7 : Kısa bağlantı kirişleri için rijitleştirici aralıkları.....	33
Şekil 3.8 : Orta uzunluktaki bağlantı kirişleri için rijitleştirici aralıkları.....	34
Şekil 3.9 : Uzun bağlantı kirişleri için rijitleştirici aralıkları.....	36
Şekil 3.10 : Bağlantı kirişinin iki çapraz eleman arasına yerleştirilmesi	38
Şekil 3.11 : Bağlantı kirişinden kolon gövdesine olan birleşimin tasarımı.....	38
Şekil 4.1 : Dengesiz kuvvet etkisinin giderilmesi.....	49
Şekil 4.2 : Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevede taban kesmesine karşı gelen kat ötelemesi.....	51
Şekil 4.3 : Genel tipleriyle dışmerkez çaprazlı çerçeveler.....	55
Şekil 4.4 : Bağlantı kirişi dönme açısı.....	56
Şekil 4.5 : I enkesitli çapraz elemanlarla dışmerkez çaprazlı çerçeve.....	64
Şekil 4.6 : Kutu enkesitli çapraz elemanlarla dışmerkez çaprazlı çerçeve.....	65
Şekil 7.1 : Yapının plan görünüşü.....	65
Şekil 7.2 : Yapının enkesit görünüşü (B-B enkesiti).....	72
Şekil 7.3 : Kaydırılmış kütle merkezi.....	73
Şekil 7.4 : Örnek yapıya uygulanacak olan çapraz şekilleri.....	85
Şekil 7.5 : Merkezi çaprazlı çerçevede devrilme kontrolü.....	88
Şekil 7.6 : 1. Dışmerkez çaprazlı çerçevenin görünüşü.....	89
	91

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 7.7 : Bağlantı kirişi rijitleştiricileri.....	97
Şekil 7.8 : Bağlantı kirişi ara rijitleştiricilerinin kaynak kontrolü.....	98
Şekil 7.9 : Çapraz elemanın boyutlandırılması.....	102
Şekil 7.10 : 2. Dışmerkez çaprazlı çerçevenin görünüşü.....	108
Şekil 7.11 : Bağlantı kirişi rijitleştiricileri.....	115
Şekil 7.12 : Bağlantı kirişi ara rijitleştiricilerinin kaynak kontrolü.....	112
Şekil 7.13 : Çapraz elemanın boyutlandırılması.....	120
Şekil 7.14 : Merkezi çaprazlı çerçevenin görünüşü.....	126
Şekil 7.15 : Çapraz elemanın boyutlandırılması.....	129
Şekil 7.16 : Boyutlandırılan çaprazlı çerçevelerin görünüşü.....	136

SEMBOL LİSTESİ

A(T)	: Spektral ivme katsayısı
A_g	: Brüt alan [cm ²]
A_{is}	: Bağlantı kirişi ara rijitleştiricilerinin alanı [cm ²]
A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_s	: Bağlantı kirişi rijitleştiricilerinin alanı [cm ²]
A_w	: Bağlantı kirişi gövdesinin alanı [cm ²]
b_f	: Başlık genişliği [cm]
b_{is}	: Bağlantı kirişi ara rijitleştiricilerinin genişliği [cm]
b_s	: Bağlantı kirişi rijitleştiricilerinin genişliği [cm]
C_b	: Moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini belirleyen katsayı
C_m	: Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sistemlerde, kolonun şeklini gözönüne alan bir katsayı
C_t	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde birinci doğal titreşim periyodunun yaklaşık olarak belirlenmesinde kullanılan katsayı
d , d_b	: Kiriş derinliği [cm]
d	: Bulon çapı [cm]
d_i	: Binanın i'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme [cm]
E	: Depreme neden olan yatay ve düşey yük etkileri
E	: Çeliğin elastisite modülü [E = 2,1 . 10 ⁶ kg/cm ²]
e	: Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bağlantı kirişi boyu [cm]
F_b	: Basınç başlığının enkesit alanı [cm ²]
F_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü [ton]
F_y , σ_y	: Kullanılacak çelik tipinin belirtilen en düşük akma gerilmesi [ton/cm ²]
F_{ye} , σ_{ye}	: Kullanılacak çelik tipinin beklenen akma dayanımı [ton/cm ²]
g	: Yerçekimi ivmesi (9,81 m/s ²)
g_i	: Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük [ton]
H_i	: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliği) [m]
H_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam yükseklik) [m]
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği [m]
I	: Bina Önem Katsayısı
I	: Enkesitin atalet momenti [cm ⁴]
i	: Atalet yarıçapı [cm]

i_y	: Basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3'ünün gövde eksenine göre atalet yarıçapı [cm]
K, k	: Burkulma boyunu belirleyen bir katsayı
L, l	: Açıklık uzunluğu [m]
M_1	: Kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerin küçüğü [ton.m]
M_2	: Kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerin büyüğü [ton.m]
M_p	: Nominal plastik eğilme dayanımı [ton.m]
M_{pa}	: Eksenel yükten dolayı değiştirilmiş nominal plastik eğilme dayanımı [ton.m]
m_i	: Binanın i'inci katının kütlesi ($m_i : w_i / g$) [ton]
N	: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren toplam kat sayısı)
n	: Hareketli Yük Katılım Katsayısı
P_n	: Kolonun nominal eksenel dayanımı [ton]
P_u	: Kolon veya bağlantı kirişinde gereken eksenel dayanımı [ton]
P_y	: Elemanın nominal eksenel akma dayanımı [ton]
Q_b	: Çapraz elemanlardan kirişe etkiyen en büyük düşey kuvvet [ton]
Q_E	: Tabandaki kesme kuvvetiyle oluşan yatay deprem kuvvetlerinin etkisi
q_i	: Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük [ton]
R	: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
R_y	: (F_{ye}) Beklenen akma dayanımının, (F_y) belirtilen en düşük akma dayanımına oranı
r	: Atalet yarıçapı [cm]
$S(T)$	: Spektrum Katsayısı
s	: Basınç çubuğunun boyu [cm]
T	: Bina doğal titreşim periyodu [s]
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]
T_{1A}	: Binanın amprlik bağıntı ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu [s]
T_A, T_B	: Spektrum Karakteristik Periyotları [s]
t_{bf}	: Kiriş başlık kalınlığı [cm]
t_f	: Başlık kalınlığı [cm]
t_{is}	: Bağlantı kirişi ara rijitleştiricisi kalınlığı [cm]
t_s	: Bağlantı kirişi rijitleştiricisi kalınlığı [cm]
t_w	: Gövde kalınlığı [cm]
V_i	: Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti [ton]
V_n	: Elemanın nominal kesme dayanımı [ton]
V_p	: Bağlantı kirişinin nominal kesme dayanımı [ton]
V_{pa}	: Bağlantı kirişinin eksenel yükten dolayı değiştirilmiş nominal kesme dayanımı [ton]
V_u	: Elemanda gereken kesme dayanımı [ton]
V_t	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) [ton]

W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
w_i	: Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
Δ_i	: Binanın i'inci katındaki görelî kat ötelemesi [cm]
Δ_p	: Plastik kat ötelemesi [cm]
ΔF_N	: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü [ton]
Ω_o	: Deprem yükü yatay dayanım ötesi çarpanı
ϕ	: Taşıma gücü çarpanı
ϕ_c	: Basınç dayanımına ait taşıma gücü çarpanı
γ_p	: Bağlantı kirişi dönme açısı [radyan]
λ	: Narinlik modülü
λ_p	: Kompakt elemanlar için narinlik sınırı
λ_r	: Kompakt olmayan elemanlar için narinlik sınırı
θ_p	: Plastik kat öteleme açısı ($\theta_p = \Delta_p/h$) [radyan]
ρ'	: (P_u) Bağlantı kirişinde gereken eksenel dayanımla, (V_u) gereken kesme dayanımı oranı
σ_B	: Yalnız eğilme momenti altında müsaade edilecek basınç emniyet gerilmesi [kg/cm ²]
σ_b	: Yalnız eğilme momenti altında hesaplanan basınç gerilmesi [kg/cm ²]
σ_{bem}	: Yalnız basınç kuvveti altında müsaade edilecek basınç emniyet gerilmesi [kg/cm ²]
σ_{eb}	: Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme [kg/cm ²]
τ	: Hesaplanan kayma gerilmesi [kg/cm ²]
τ_{em}	: Kayma emniyet gerilmesi [kg/cm ²]
ω	: Basınç emniyet gerilmesinin hesabında kullanılan çubuğun narinliğiyle bağlantılı burkulma katsayısı

ÇELİK YAPILARDA ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN SÜNEKLİK DÜZEYİNİ BELİRLEYEN TASARIM KURALLARI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, çelik yapılarda merkezi ve dışmerkez çaprazlı çerçeveler tanımlanmış, bu çerçevelerin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları; AISC'deki (American Institute of Steel Construction) çelik binalar için depreme dayanıklı tasarım kuralları (1997) ve ABYYHY'deki (Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik - 1998) çelik binalar için depreme dayanıklı tasarım kurallarına bağlı olarak verilmiş ve verilen tasarım kuralları örnek bir yapının farklı çaprazlı çerçevelerle tasarlanmasında uygulanmıştır.

Sekiz bölümden oluşan çalışmanın ilk bölümü konu, amaç ve tarifleri kapsar.

İkinci bölümde merkezi, üçüncü bölümde dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tanımları, şekilleri, tersinir yükleme altındaki davranışları, süneklik düzeyleri tanımlanmıştır.

Dördüncü bölümde AISC'ye (American Institute of Steel Construction - 1997), beşinci bölümde ABYYHY'ye (Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik - 1998) göre merkezi ve dışmerkez çaprazlı çerçevelerin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları verilmiştir.

Altıncı bölümde, emniyet gerilmeleriyle tasarıma ait özel yük birleşimleri, tasarım dayanımları ve gerekli katsayılar verilmiştir.

Yedinci bölümde; üç katlı örnek bir yapının tasarımı, merkezi ve iki farklı dışmerkez çaprazlı çerçeve kullanılarak yapılmıştır. Yapısal analiz SAP2000 bilgisayar programı kullanılarak yapılmıştır.

Son bölümde, çalışmanın ana özellikleri ve sayısal incelemeden elde edilen sonuçlar açıklanmıştır.

DESIGN RULES FOR DETERMINING THE DUCTILITY LEVEL OF BRACED STEEL FRAME STRUCTURES

SUMMARY

In this study, which is presented as a Master of Science Thesis, concentrically and eccentrically braced steel frames are defined, design rules for determining the ductility level of braced steel frame structures are defined with regard to AISC (American Institute of Steel Construction) – seismic provisions for structural steel buildings and ABYYHY (Specification for Structures to be Built in Disaster Areas) - earthquake resistant design requirements for structural steel buildings and design rules are applied to design a steel building with different bracing systems.

The first chapter of the study, which is composed of eight chapters, covers the description of the subject, aim and the scope.

In the second and third chapters, with respectively concentrically and eccentrically braced frames are defined and their bracing types, cyclic behaviours and ductility levels are described.

In the fourth and fifth chapters, design rules for determining the ductility level of concentrically and eccentrically braced steel frames are given with respectively for AISC (American Institute of Steel Construction) and, ABYYHY (Specification for Structures to be Built in Disaster Areas)

In the sixth chapter, special loading combination, design strengths and required factors are defined for allowable stress design.

In the seventh chapter, a sample steel building with 3 floors is designed with concentrically and eccentrically braced frames. The structural analysis of the building is performed by using SAP2000 computer program.

In the last chapter, the main characteristics of the study and evaluation of the numerical results are presented.

1. GİRİŞ

Doğal afetlerin en önemlilerinden biri olan depremin, meydana getirdiği etkiler yönünden de dikkate değer pek çok özelliği vardır. Deprem; toprak kaymaları, yapılarda hasar ve göçmeler meydana getirerek can kaybına neden olur. Deprem etkisinin en önemli özelliği, meydana gelen can kayıplarının hemen hemen hepsinin, insanlar tarafından inşa edilen yapıların davranışıyla ilgili olmasıdır. Bu nedenle bu etkinin incelenmesi ve depreme dayanıklı bina tasarımı da, özel bir mühendislik yaklaşımı gerektirir.

Depremin diğer bir özelliği de önceden bir uyarı gelmeden meydana gelmesidir. Deprem meydana gelmeden önce bazı ön işaretler görülebilirse de, günümüzde depremin önceden tahmin edilmesi konusunda güvenilir sonuçlar henüz mevcut değildir. Gerçekte, depremin oluş zamanı yeter doğrulukta tahmin edilerek haber verilebilse ve böylece insanların hayatı kurtarılabilsen bile, yapılarda meydana gelen hasar ve göçmeler toplumun ekonomisinde önemli kayıplara neden olacağından, yapıların yine deprem etkisine dayanıklı inşa edilmesi gerekir.

1.1. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Sınır Durumlar

Deprem kayıtlarının ve yeryüzünün tektonik yapısının incelenmesiyle deprem bölgeleri belirlenmiştir. Buna karşılık yapının ömrü boyunca meydana gelebilecek en büyük deprem hakkında tahmin yapmak zordur. Depreme dayanıklı yapı tasarımında tüm dünyada uygulanan ilke, yapının sık ve küçük şiddetteki depremleri elastik sınırlar içerisinde kalarak; orta şiddetteki depremleri elastik sınırların ötesinde, fakat taşıyıcı sistemde kolayca onarılabilecek önemsiz hasarlarla; çok seyrek olan şiddetli depremleri, büyük hasarla fakat taşıyıcı sistem tamamen göçmeden, can kaybı olmaksızın taşıyabilmesidir. Depremden hemen sonra yapının işlevine devam edebilmesi, meydana gelen deprem hasarının sınırlı ve onarılabılır olması, yapı içindekilerin can güvenliğinin sağlanması ve göçmenin önlenmesi şeklinde olmak üzere, değişik sınır durumlara (kullanılabilirlik, hasar kontrolü ve göçme kontrolü

sınır durumlarına) karşı belirli düzeylerde güvenlik sağlanması amaçlanmaktadır. Bu sınır durumları aşağıda açıklanmıştır.

1.1.1. Kullanılabilirlik Sınır Durumu

Yapının ömrü boyunca çok sayıda tekrarlanan hafif şiddetteki depremler altında, yapı taşıyıcı sisteminde ve yapısal olmayan elemanlarda hasar oluşmamalı, böylece yapının işlevini aksatmadan sürdürmesi sağlanmalıdır. Bu koşul yerdeğiştirmelerin öngörülen sınır değerlerden daha küçük olmasıyla sağlanır.

1.1.2. Hasar Kontrolü Sınır Durumu

Tekrarlama olasılığı daha düşük olan orta şiddetteki depremler altında, yapı taşıyıcı sisteminde ve/veya yapısal olmayan elemanlarda onarılabilecek düzeyde olan hasara izin verilebilir. Ancak bu hasarın ekonomik olarak onarılabilir düzeyde kalması gerekmektedir. Bu ikinci sınır durum, ekonomik olarak onarılıp güçlendirilebilecek durum (kullanılabilirlik sınır durumu) ile onarılıp güçlendirilmesi ekonomik olarak mümkün olmayan sınır durumu (göçme kontrolü sınır durumunu) birbirinden ayırır. Yapının ömrü boyunca, taşıyıcı sistemi bu sınır durumuna getirecek depremin oluşma ihtimalinin düşük olması gerekir. Bu sınır durumu, genellikle deprem yönetmeliğinde boyutlamaya etkili olacak deprem ivmesinin dolayısıyla kuvvetlerin öngörülmesi şeklinde ortaya çıkar.

1.1.3. Göçme Kontrolü Sınır Durumu

Ender olarak meydana gelebilecek çok şiddetli depremler altında, yapı taşıyıcı sisteminde ve yapısal olmayan elemanlarda onarılamayacak hasarın meydana gelmesi kaçınılmazdır. Ancak, böyle bir durumda göçme mekanizmasının kontrol edilerek, yapının kısmen veya tamamen göçmesinin meydana gelmesinin engellenmesi ve yapının içindekilerin hayatının korunması bu sınır durumu tanımlar. Bu koşulun sağlanabilmesi için yapı sisteminin yeterli bir dayanıma sahip olması ve göçme yükünden önce yeterli düzeyde elastik olmayan şekildeğiştirme yapabilmesi istenir. Böylece, deprem enerjisinin bir bölümünün elastik olmayan şekildeğiştirmeler yoluyla tüketilmesi amaçlanmaktadır.

1.2. Depreme Dayanıklı Yapılarda Aranılan Özellikler

Önceki bölümde açıklanan üç sınır duruma karşı öngörülen güvenliğin sağlanabilmesi; yapının genel davranışının kontrol edilmesiyle ve yapının yeterli seviyede yatay rijitlik, dayanım ve süneklik özelliklerine sahip olmasıyla mümkün olmaktadır. Bu özellikler aşağıda açıklanmıştır.

1.2.1. Yapının Genel Davranışı

Yapının genel davranışının istendiği gibi olabilmesi için, taşıyıcı sistemin düzenlenmesinde aşağıdaki özelliklerin ortaya çıkmasına özen gösterilmelidir.

- *Taşıyıcı sistemin basitliği* : Deprem etkilerinin, meydana geldiği yerden zemine, açık ve dolaysız yollardan iletilmesi sağlanmalıdır. Bu tür basitlik durumunda, taşıyıcı sistemin modellenmesi, çözümlenmesi, boyutlanması, ve inşa edilmesi çok daha az belirsizlik içerir ve bu tür bir yapının deprem davranışının belirlenmesi çok daha güvenilirlerdir.
- *Düzensizlik ve simetri* : Taşıyıcı sistem elemanları planda düzgün dağıtılmalıdır, gerekirse bina parçalara bölünerek bu özellik sağlanmalıdır.
- *Döşemelerin düzlemleri içinde rijit diyafram etkisi* : Binanın döşemeleri; taşıyıcı sistemin deprem davranışında, deprem kuvvetlerinin toplanması, dağıtılması ve sistemin beraber çalışması bakımından önemli bir rol oynar. Bu nedenle döşemelerin yeterli rijitliğe sahip olması çok önemlidir. Planda çok dağınık veya çok uzun dikdörtgen şeklinde bina düzeninden ve büyük boşluklardan, döşemenin rijit diyafram etkisini önleyeceği için kaçınılmalıdır.
- *Yeterli temel* : Temelin ve üst yapıya bağlantısının yeterli seviyede düzenlenmesiyle, bütün binanın deprem etkisinde düzgün bir şekilde zorlanması ve ek etkilerin oluşmaması sağlanmalıdır.

1.2.2. Rijitlik ve Dayanım

Öngörülen bir deprem etkisine karşı taşıyıcı sistemin gerekli rijitliğe sahip olması, yatay ve düşey yükler altında, yapının yerdeğiştirmelerinin doğrusal elastik bölgede kalması ve sınırlı olmasıyla karşılanır. Böylece, kullanılabilirlik sınır durumuna karşı belirli bir güvenlik sağlanabilmektedir.

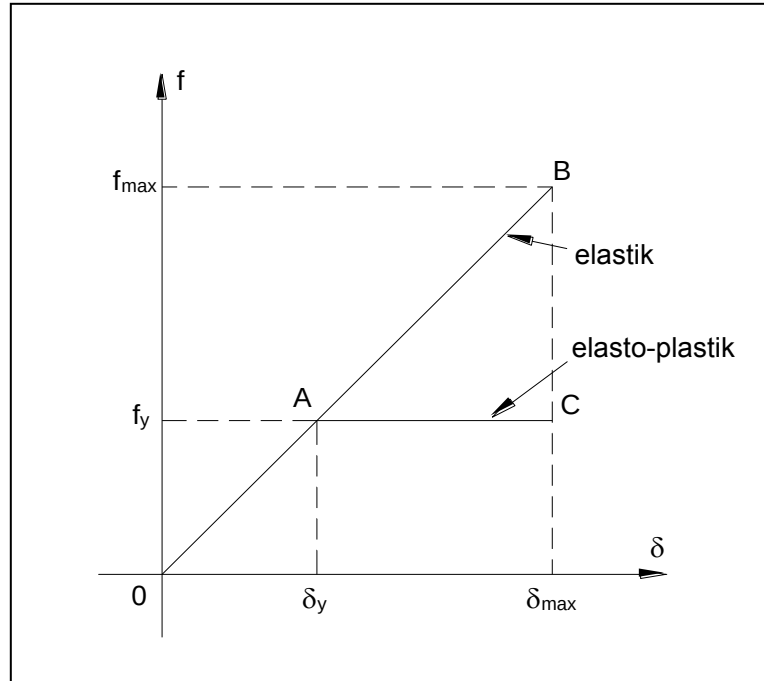
Öngörülen bir deprem etkisine karşı taşıyıcı sistemin gerekli dayanıma sahip olması boyutlamanın esasını teşkil eder. Yapının göçme yükü yeterince büyük olmalı, tasarıma esas olan yatay ve düşey hesap yükleri altında bölgesel ve ani göçmeler meydana gelmemelidir.

Yapı, yanal rijitlik ve dayanım yanında, yeterli burulma rijitliği ve dayanımına da sahip olmalıdır.

1.2.3. Süneklik

Süneklik, bir kesitin veya bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin, dış yükte önemli bir değişme olmaksızın, elastik sınırın ötesinde şekildeğiştirme, dolayısıyla yerdeğiştirme yapma özelliğinin ölçüsüdür. Sayısal tanım olarak sistem süneklik oranı, göçme sırasındaki toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranıdır.

Şekil 1.1'de bir elemanın kuvvet–yerdeğiştirme değişimi gösterilmiştir. OAC elemanın mevcut elasto-plastik davranışına, OAB ise elastik özelliğın devam etmesi durumunda erişilen $\delta_{\max}$ en büyük yerdeğiştirmesine karşı gelmektedir.



Şekil 1.1 : Süneklik Tanımı [1]

Yapıların doğrusal elastik olarak kabul edilip hesaplanması daha kolaydır. Buna göre doğrusal olmayan bir deprem hesabı; doğrusal elastik bir hesap yapılarak bulunan etkilerin süneklilik oranında azaltılmasıyla elde edilen değerlere göre elemanların boyutlamasıyla yaklaşık olarak gerçekleştirilebilir. Bu nedenle, modern deprem yönetmeliklerinde süneklilik düzeyine bağlı olarak bir yapı davranış katsayısı (R) tanımlanmakta ve hesaplamalarda yapıya etkitilecek olan deprem kuvvetleri bu davranış katsayısına bölünerek azaltılmaktadır.

1.3. Depreme Dayanıklı Çelik Yapı Tasarımı

Çelik yapılar, yüksek dayanım ve süneklilik özelliklerinden dolayı büyük deprem performansına sahip olduklarından deprem bölgelerinde çoğunlukla tercih edilmektedirler. Uygun deprem tasarımı yapıda; kullanılabilirlik, hasar kontrolü ve göçme kontrolü sınır durumları olarak belirlenen temel gereksinimleri karşılayacak şekilde tasarlanmalıdır. Sınır durumlarının göz önüne alınması olası bir depremin yıkıcı gücüyle çok ilgilidir. Hatta kullanılabilirlik sınır durumu kontrolünde yapının ömrü boyunca birçok kez etkiyen düşük şiddetli depremler için yapı tümüyle yeterli dayanıma sahip olmalıdır. Bu kontrol yapısal olan ve yapısal olmayan bileşenlerde hiç hasar olmamasını gerektirir. Bundan başka yapının yapım amacına bağlı olarak fonksiyonuna devam etmesi sağlanmalıdır.

Anlaşılabacağı gibi bu gereksinimlerin sağlanabilmesi için, yapının tasarımı elastik sınır içinde kalmalıdır ve böylece de yapısal bileşenlerde hiç hasar oluşmaması sağlanmalıdır. Ayrıca, yeterli rijitliğin sağlanabilmesi için yapısal olmayan bileşenlerde hasar oluşmasından ve de yapının yapım amacına bağlı olarak gerçekleşen faaliyetlerinin yarıda kesilmesinden kaçınılmalıdır.

Orta şiddetli depremlerde kullanma sınır durumu kontrolü aranmaz. Bu tür depremler sonucunda yapısal olmayan bileşenlerde hasar oluşabilir, istisna olarak sivil savunma için önemli olan yapılar kapsam dışıdır.

Son olarak da göçme sınır durumuyla, güvenliğin gözönüne alındığı şiddetli depremler için depremin geri-dönüş periyodu yapının geri-dönüş periyodundan büyüktür. Bu durumda göçme kontrolü sınır durum kontrolü için, yapı deprem esnasında gelen enerjiyi tüketerek karşılamalı ki, eğer yapıda onarılamayacak kadar

büyük bir hasar olursa yapının tümünden göçmesi engellenmeli ve yapının içindekilerin hayatının korunmasını sağlanmalıdır.

Süneklik tanımı ve taşıyıcı sistemin enerji tüketme kapasitesi arasındaki ilişki taşıyıcı sistemin depreme karşı davranışını belirler. Deprem riskinden korunmak için geliştirilen yeni tekniklerin dışında, deprem enerjisi, tasarımda belirli koşulların yerine getirilmesiyle enerjinin tüketileceği bölgelere yönltilmekte ve yoğunlaştırılmaktadır. Yatay yük etkisindeki çelik yapı tasarımında bu gereksinimler şu üç farklı yapı tipi sayesinde karşılanabilir :

- *moment taşıyabilen çerçeveler,*
- *merkezi çaprazlı çerçeveler,*
- *dışmerkez çaprazlı çerçeveler.*

Kullanılabilirlik ve hasar kontrolü sınır durumları iyi seviyede olduğu süre boyunca, yapı tipine bağlı olarak farklı öneme sahip olurlar. En önemli tasarım kontrolü her durumda göçmeye karşı güvenliğin sağlanmasıdır. Çeliğin en önemli iki özelliği, sünekliği ve çevrimsel plastik yükleme etkisindeki enerji tüketme kapasitesidir. Yukarıda belirtilen yapı tipleri için tasarım kuralları genel olarak yatay yükleri lineer elastik bölgede kalarak iletmek için verilmekteydi. Bu taşıyıcı sistemlerin tasarımında belirli kurallara uyulduğunda deprem etkisi altında plastik çevrimsel cevaplarının arttırılabildiği, başka bir deyişle süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemler elde edilebileceği yapılan araştırmalarla gösterilmiştir.

Merkezi çaprazlı çerçevelerle dışmerkez çaprazlı çerçevelerin elastik ötesi davranışlarının incelenmesi enerji tüketme kapasitelerinin anlaşılmasını kolaylaştırmaktadır. Dışmerkez çaprazlı çerçeveler, moment taşıyabilen çerçevelerle merkezi çaprazlı çerçeveler arasında bir davranış gösterirler.

1.4. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Ülkemizde çelik binalar için depreme dayanıklı tasarım kuralları, yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik (ABYYHY'98) [2] bölüm 8'de verildiği şekliyle uygulanır. Ancak diğer başlıca yönetmelikler (Eurocode 8, AISC, UBC, vb.) [3-5] incelendiğinde, ülkemizde yürürlükte olan

ABYYHY'in [2] "elik binalar için depreme dayanıklı tasarım kuralları" isimli 8. bölümünün yetersiz olduğu görülmektedir.

Bu tez çalışmasının amacı; AISC (American Institute of Steel Construction) tarafından verilen elik binalar için depreme dayanıklı tasarım kurallarına göre [3], aprazlı çerçevelerin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları açısından, konuyla ilgili olan ABYYHY 8. bölümündeki eksikliklerin belirlenmesi ve giderilmesidir. Bu amaca yönelik olarak; bu tez çalışmasında, AISC'deki aprazlı çerçevelerin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları verilecek, ABYYHY içerisindeki ilgili bölümler açıklanacak ve sonuçlar farklı elik yapı sistemleri için yapılan analizler üzerinde gösterilecektir.

Tezin sunuluşunda izlenen yol şu aşamalardan oluşmaktadır :

- (a).** Merkezi ve dışmerkez aprazlı çerçevelere ait genel bilgilerin verilmesi ve tersinir yükleme altında davranışlarının incelenmesi,
- (b).** AISC ve ABYYHY'de aprazlı çerçevelere ait tasarım kurallarının verilmesi,
- (c).** Emniyet gerilmeleriyle tasarıma ait özel yük birleşimleri, tasarım dayanımları ve gerekli katsayıların verilmesi,
- (d).** ABYYHY ve AISC yönetmeliklerinde belirtilen tasarım kuralları gözönüne alınarak örnek bir yapının, merkezi aprazlı ve iki farklı dışmerkez aprazlı çerçeveyle boyutlandırılması,
- (e).** alışmanın ana özellikleri ve sayısal sonuçların değerlendirilmesinden oluşmaktadır.

Aşağıdaki bölümlerde bu aşamalar ayrıntılı olarak açıklanacaktır.

2. MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER

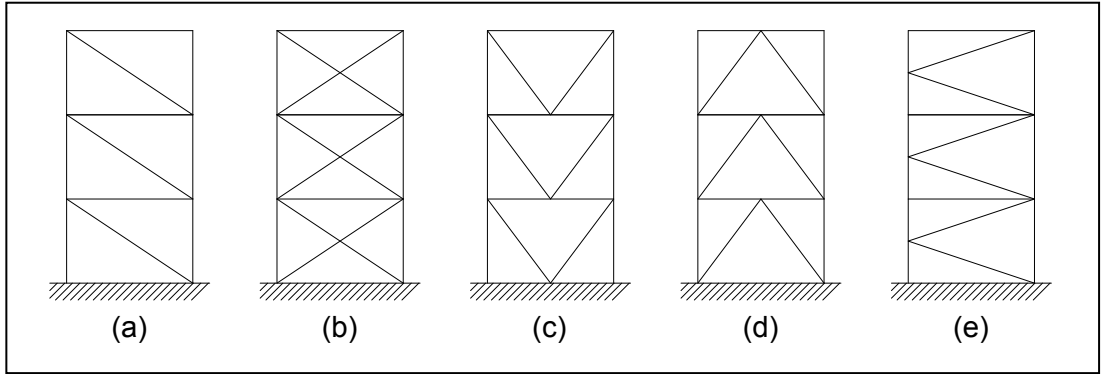
2.1. Tanım

Çapraz elemanlar çoğunlukla eksenel kuvvet etkisindedir. Merkezi çaprazlı çerçeveler yüklere karşı, elastik sınır içerisinde yeterli yanal rijitliği sağlayabilecek şekilde planlanmalıdır. Bu çerçeve sistemleri kullanma ve hasar kontrolü sınır durumları kontrollerinde olması gereken tüm gereksinimleri karşılamalıdır. Bu tip çerçeveler, servis yükleri altındaki bu iyi davranışına rağmen tersinir yükler altında enerji tüketme kapasiteleri sınırlıdır ve sonuç olarak yıkıcı depremlere karşı uygun değildir. Hatta deneysel sonuçları açısından merkezi çaprazlı çerçevelerin tersinir yüklere maruz kaldığında dayanım ve rijitlik değerlerindeki hızlı bir azalmaya uğradığı doğrulanmıştır. Depremselliği yüksek bölgelerde merkezi çaprazlı çerçevelerin kullanımı yukarıdaki nedenlerden dolayı tartışılmaktadır. Ancak moment taşıyabilen çerçevelerle bütünleştiği veya başka yapısal elemanlar yardımıyla enerji tüketme özelliğini sağlayabildiği durumlar bunun dışındadır. Bazı mevcut deprem yönetmeliklerince merkezi çaprazlı çerçeve kullanılmasına rağmen tasarım deprem kuvvetinin büyütülmesi istenmektedir [4-7]. Bu maddenin amacı deprem hareketi altında beklenen olası büyük ve kontrol dışı olan plastik deplasman olasılığını azaltmak içindir.

Merkezi çaprazlı çerçeveler, yatay yüklerin hepsini ya da sadece bir kısmını taşıyacak şekilde tasarlanır. İlk durumda kiriş kolon birleşimleri sadece kesme kuvvetlerini aktarırlar, ikinci durumdaysa hem kesme kuvvetlerini hem de eğilme momentlerini aktarırlar. Her iki durumda da birleşimler tam dayanımlı olmak zorundadır.

Çapraz elemanlar, rijit düğüm noktalı çerçevelerde bile çoğunlukla eksenel kuvvetler etkisinde kalacak şekilde tasarlanmalıdır. En tipik biçimleri **Şekil 2.1**'de gösterilmiştir :

- (a). Tek çaprazlı çerçeveler,
- (b). X – şeklindeki çaprazlı çerçeveler,
- (c). V – şeklindeki çaprazlı çerçeveler,
- (d). Ters V – şeklindeki çaprazlı çerçeveler,
- (e). K – şeklindeki çaprazlı çerçeveler,



Şekil 2.1 : Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin Tipik Biçimleri [6]

2.1.(a). Tek Çaprazlı Çerçeveler

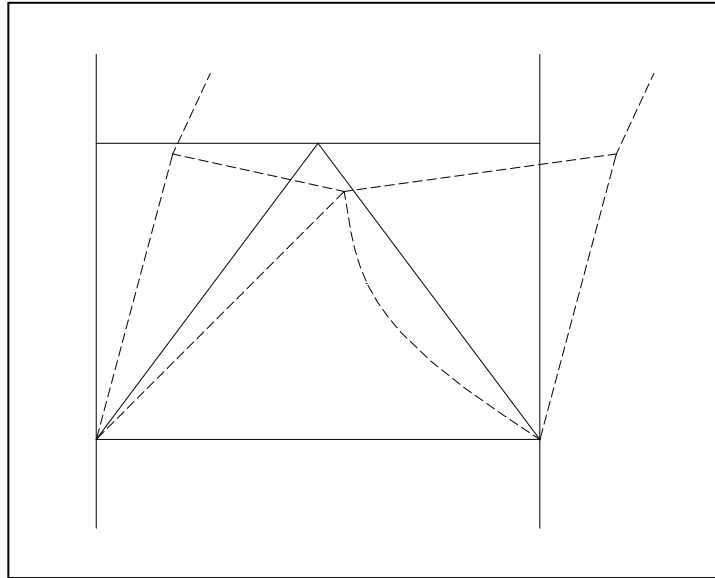
Çerçevede tek çapraz eleman kullanılıyorsa, bu eleman hem basınç hem de çekmeyi taşıyabilecek şekilde tasarlanmalıdır. Bu nedenle çapraz elemanlarının yeterince iyi boyutlandırılması gerekir. Gelen deprem enerjisi çapraz elemanın tersinir eksenel şekildeğiştirmesi sayesinde tüketilir. Burkulma nedeniyle eksenel yüklü elemanların simetrik olmayan davranışlarından dolayı, bu tip tek çaprazlı çerçeveler yerine çift çaprazlı çerçeveler daha çok kullanılmaktadır. Çift çaprazlı çerçeveler depremin etkidiği yönden bağımsız olarak her zaman bütün katlarda en azından bir çapraz elemanının çekme kuvveti taşımasını sağlarlar.

2.1.(b). X – Şeklindeki Çaprazlı Çerçeveler

X – şeklindeki çaprazlı çerçevelerde her zaman çaprazlardan biri çekmeye diğeri de basınca çalışmaktadır. Gelen deprem enerjisi esas olarak çekme çaprazıyla tüketilir. Basınç çaprazının narinliğinin artmasıyla, enerji tüketilmesine çok önemsiz bir katkısı vardır.

2.1.(c). V ve Ters V – Şeklindeki Çaprazlı Çerçeveseler

Çekme çaprazı ve basınç çaprazı her zaman V ve ters V – şeklindeki çaprazlı çerçevelerde bulunmaktadır. Bu tipte X – şeklindeki çaprazlı çerçeveler arasındaki ana farklılık, çekme çaprazıyla basınç çaprazının davranışlarının farklı olmasından dolayı, V – şeklindeki çaprazlı çerçevelerde çapraz elemanlardaki eksenel kuvvetlerden oluşan düşey etkidir. Bunun sonucunda yatay elemanda eğilme etkisi oluşur. Böyle tasarlanan yük taşıma kapasitesi tersinir yatay yüklere bağlıdır ve yatay elemanın sürekli elemandan oluşmasıyla elverişli olabilir (**Şekil 2.2**). Her ne kadar yatay eleman sürekli elemandan oluşsa da, V – şeklindeki çaprazlı çerçevede burkulma sonrası dayanımında küçük bir azaltma olmaktadır. Bu azaltmanın nedeni ters dönen yükler altında ilk olarak burkulan elemanın büyük olasılıkla kendi konumuna geri dönememesinden ve çekme etkisi altındayken basınçtaki kapasitesini aşabilmesindendir. Bu anlamda her iki çapraz eleman da burkulmuş durumda olabilir. Bu davranış burkulma sonrası dayanımında hızlı bir azalmaya neden olabilmektedir [8].



Şekil 2.2 : Ters V – Şeklindeki Çaprazlı Çerçeveselerde Göçme Mekanizması [6]

2.1.(d). K – Şeklindeki Çaprazlı Çerçeveler

K – şeklindeki çaprazlı çerçevelerin güvenilirliği özellikle şiddetli deprem bölgelerinde yeterli değildir. Bu tip çerçeveler, V – şeklindeki çaprazlı çerçevelerle benzer davranış gösterirler ama burada tehlike daha fazladır. Kolonun ortasındaki yatay deplasman, kolonun yanal burkulmasına ve bu da beklenmedik göçmeye neden olur.

2.2. Merkezi Çaprazların Tersinir Yükleme Altındaki Davranışının Modellenmesi

2.2.(a). Çapraz Elemanların Burkulmasının Tersinir Yükleme Altındaki Davranışa Etkileri

Basınç altındaki çaprazlarda burkulma olayı özellikle çok tehlikelidir, çünkü bu sayede istenmeyen farklı etkiler de oluşmaktadır :

- Basınç altındaki çapraz eleman burkulduğunda, üzerindeki eksenel yük aniden çekme altındaki çapraz elemana aktarılır, bu da üzerindeki gerilmeler açısından elverişsiz bir durum yaratır;
- Basınç altındaki çapraz elemanının yatay deplasmanına bağlı olarak, elemanların uçlarında oluşacak dönmeler birleşimlerin göçmesini sebep olacak kadar büyük olabilir. Sonuç olarak merkezi çaprazlı çerçevelerde plastik bölgede deformasyon için tasarlanan düğüm levhaları sıklıkla sistemdeki kritik tasarım elemanıdır.
- Basınç altındaki çapraz elemanın yatay deplasmanı kaplama panellerinin göçmesine neden olabilir.
- Düşey çapraz sistemlerinin yapının düşey enkesitindeki dağılımına göre burulmanın hesaba katılmadığı yapılarda, bazı çaprazlarda beklenmeyen burkulmalar simetrik olmayan davranışa yol açabilir, bu da elastik tasarım prosedürü bakımından önceden beklenmeyen ve de giderek artan burulma davranışına neden olur.

2.2.(b). Çapraz Elemanın Narinliğinin Tersinir Yükleme Altındaki Davranışa Etkileri

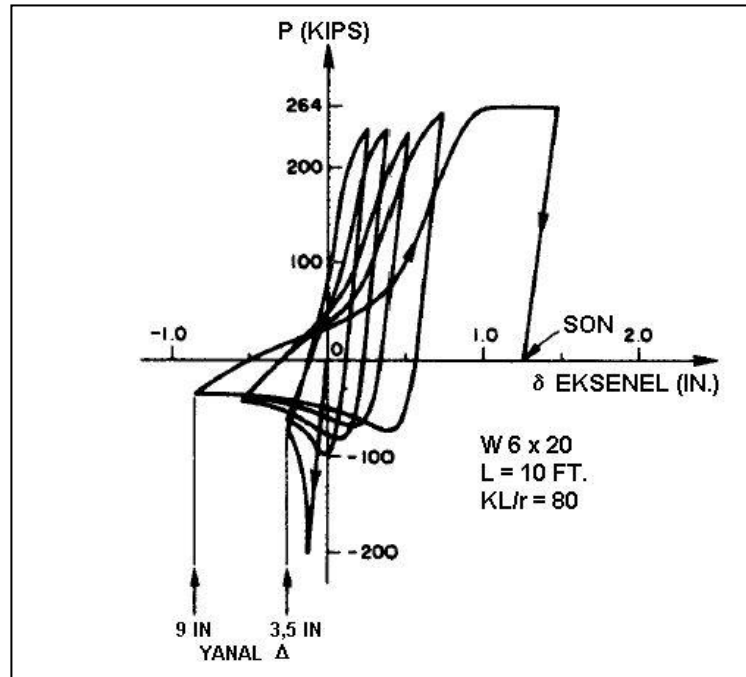
Çok narin çapraz elemanlarının burkulma durumunda rijitlikleri yoktur (**Şekil 2.3**). Tersinir yükleme durumunda, çapraz elemanın hızla ilk konumuna geldiği ve çekme

kuvvetini çok çabuk aldığı kabul edilir. Bu çabukluk çapraz elemanda darbe etkisine ve birleşimde gevrek kırılmaya neden olabilir.

Çapraz elemanların burkulmasıyla bu elemanlardaki tersinir plastik eğilmelerde artış olur. Tersinir eğilmelerden ortaya çıkan eğrilik büyük olabilir ve yerel burkulma oluşabilir. Bu yerel burkulma öyle şiddetli olabilir ki sonuç olarak birleşim levhalarında çatlama ve kırılmaya neden olabilir.

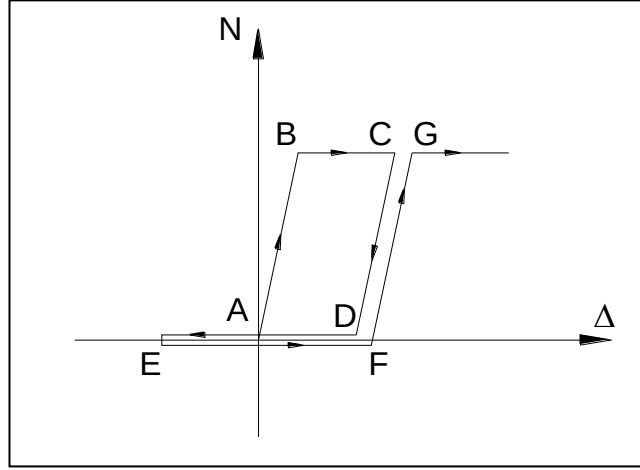
Diğer yandan azalmış narinlik değerine (yaklaşık olarak 60-80'den düşük) sahip çapraz elemanlarda basınç altında enerjinin tüketilmesi önemli orandadır, çünkü burkulma sonrasında tersinir plastik eğilme, yerel burkulma olayından çok az etkilenir.

Çapraz elemanların ve onların birleşimlerinin plastik davranışının deneysel incelemesi [9]'da yapılmıştır.



Şekil 2.3 : Narin Çapraz Elemanların Tersinir Yükleme Altındaki Davranışı [6]

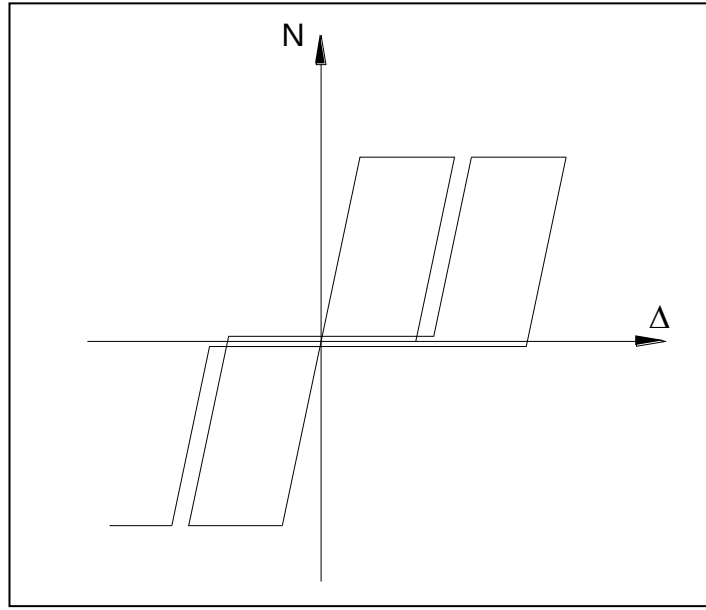
Basınç altındaki çapraz elemanların gelen deprem enerjisinin tüketilmesine katkısı oldukça azdır. Dolayısıyla bu katkı çok narin çapraz elemanlar kullanıldığında ihmal edilebilir (Şekil 2.3). Sonuç olarak böyle bir durumda çapraz elemanların tersinir davranışı basit bir model kabul edilerek anlatılabilir. Şekil 2.4'te görülen bu model basınç altında enerji tüketiminin olmamasıyla tanımlanır.



Şekil 2.4 : Narin Çapraz Elemanların Tersinir Modeli [6]

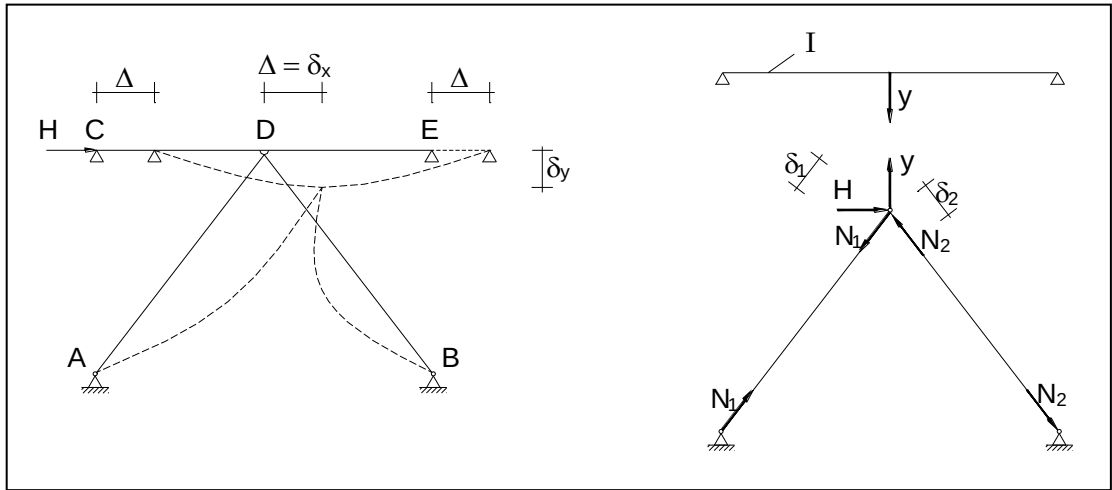
Eğer eleman başlangıçta çekmeyle yüklüyse, tersinir davranış akma kuvveti F_y 'ye (σ_y) ulaşana kadar ilk kısım elastik evreyi gösterir ve ikinci plastik kısım tam olarak plastikleşme ve pekleşme davranışına karşı gelir. Yüklemenin olmadığı evrede davranış elastiktir ve devamında burkulma oluşturan en büyük eksenel yüke ulaşincaya kadar basınç yüklemesi yapılır. Burkulma sonrası davranış, sadece burkulma sonrası ortaya çıkan tüm deformasyon geri döndüğünde, elemanın tekrar çekmeyle yüklenebilmesi ile tanımlanır. Genelde başka bir enerji tüketilmesi olmaksızın bu şekildeki geri dönüşlerin olabileceği kabul edilir. Bu bakımdan eleman tekrar çekmeyle yüklenirse öncekine benzer yeni yükleme eğrisi gösterir, fakat önceki tekrardan dolayı artan plastik şekildeğiştirmeye bağlı olarak bu çevrim eğrisi değişecektir.

Narin çapraz elemanlara sahip X – şeklindeki çaprazlı elemanların tersinir yükleme altındaki davranışı **Şekil 2.4**'te tanımlanan iki çapraz elemanın tersinir davranışının birleşiminden oluşur (bkz. **Şekil 2.5**).



Şekil 2.5 : Narin X – Şeklindeki Çaprazlı Çerçevesin Tersinir Modeli [6]

V – şeklindeki çaprazlı çerçevelerin tersinir davranışı üzerinde, yatay elemanın tersinir yükleme etkisi altındaki eğilmesi ile çapraz elemanların tersinir eksenel şekildeğiştirmeleri arasındaki etkileşimi temel bir rol oynar.



Şekil 2.6 : V – Şeklindeki Çaprazlı Çerçevesin Tersinir Modeli [6]

V – şeklindeki çaprazlı çerçevelerin tersinir davranışını açıklamak için tersinir analitik bir model düşünülmüştür [10]. Kiriş – kolon birleşiminde yalnızca kesme kuvvetlerinin aktarıldığı kabulüyle basitleştirilmiş kat çapraz elemanları

Şekil 2.6'da gösterilmiştir. D noktasının düşey ve yatay ötelenmesi için denge denklemleri,

$$N_1 \cos \alpha + N_2 \cos \alpha = H \quad (2.1)$$

$$N_1 \sin \alpha - N_2 \sin \alpha = Y \quad (2.2)$$

olarak yazılabilir. N_1 ve N_2 çapraz elemanlardaki çekme ve basınç eksenel kuvvetleridir, H kat kesme kuvveti olarak tanımlanan yatay dış kuvvet ve Y ise yatay eleman ile çapraz elemanlar arasındaki etkileşim kuvvetidir.

D noktasının deplasman bileşenleri δ_x ve δ_y ile çapraz elemanların eksenel deplasmanları δ_1 ve δ_2 arasındaki ilişki virtüel iş teorisiyle bulunabilir :

$$\delta_x = (\delta_1 + \delta_2) \frac{1}{2 \cos \alpha} \quad (2.3)$$

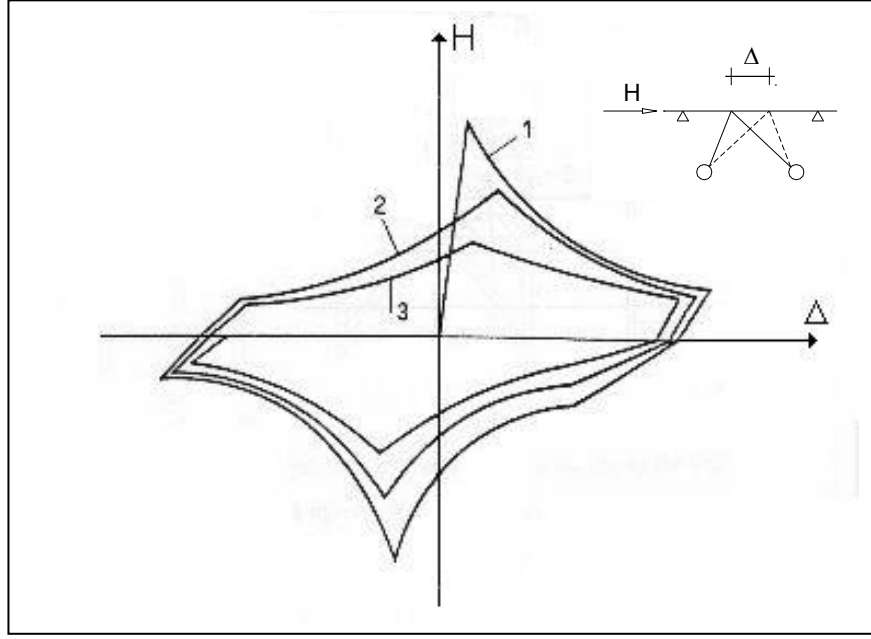
$$\delta_y = (\delta_1 - \delta_2) \frac{1}{2 \sin \alpha} \quad (2.4)$$

Sonuç olarak, uygunluk denklemi;

$$\frac{Y}{K} + \delta_y = 0 \quad (2.5)$$

olarak elde edilir. Burada K , yatay elemanın D noktasındaki düşey rijitliğini göstermektedir. Çapraz elemanların tersinir yük altındaki davranışı belirlendiği zaman, yukarıdaki bağıntılar kullanılarak bir katlı V – şeklindeki çaprazlı çerçeve modelinin tersinir davranışı belirlenebilir.

V – şeklindeki çaprazlı çerçevelerin tersinir davranışı, dayanım ve rijitlikteki hızlı bir azalmanın tanımlanmasıyla modellenir (**Şekil 2.7**).



Şekil 2.7 : Basitleştirilmiş Model Kullanılarak Tersinir Davranış [6]

2.3. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerde Süneklik Düzeyi

Çapraz elemanların eksen çizgilerinin bir noktada kesiştiği merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan düşey kafes sistem, yatay kuvvetleri karşılar. Merkezi çaprazlı çerçeveler geometrilerinden dolayı, elastik bölgede eksenel kuvvet etkisinde kalan elemanlarıyla tam olarak kafes davranış gösterirler. Yine de orta şiddetliden şiddetliye kadar olan depremlerde, burkulma ötesi bölgede çapraz elemanlarda ve bunların birleşimlerinde önemli plastik şekildeğiştirmeler beklenir.

Son zamanlarda, merkezi çaprazlı çerçevelerin depreme ilişkin tasarım kurallarına ilave olarak, daha yüksek tasarım kuvvetleri olduğunda plastik davranışı azaltabilmek için çapraz elemanların dayanımlarının ve rijitliklerinin artırılmasına önem verildi. Buna bağlı olarak, süneklik ve enerji tüketme kapasitelerini arttırmak için ilave koşullar eklendi. Çerçeveler tasarım deprem kuvveti etkisi altında kaldığında, elemanların ve birleşimlerinin sınırlı veya daha önemli plastik şekildeğiştirmelere dayanması süneklik düzeyini belirler. Sünek davranışı sağlayan detaylandırma gereksinimlerinin yerine getirilmesine bağlı olarak merkezi çaprazlı çerçeve sistemleri deprem tasarımında iki şekilde gözönüne alınmaktadır:

- Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler,
- Süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler.

Süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler için verilen kurallar süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için sünek davranışı sağlayan detaylandırma gereksinimlerinin birçoğunu kapsar.

Genel olarak süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için gereken dayanım şiddetli bir depremde plastik deformasyonların çok büyük olmaması kabulüne dayanan bir davranış gösteren süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler için gereken dayanımdan daha yüksektir.

Tasarım deprem kuvvetleri etkisi altında süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevelerin önemli plastik şekildeğiştirmelere dayanması beklenir. Basınç alan çapraz elemanlar burkulduğunda dayanımdaki küçük azalmaya bağlı olarak, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçevelere göre artmış bir sünekliğe sahiptir.

Şiddetli bir deprem esnasında, merkezi çaprazlı çerçevelerdeki çapraz elemanlar burkulma-sonrası bölgede tersinir çekme ve basınç altında büyük şekildeğiştirmelere maruz kalırlar. Sonuç olarak plastik mafsallarda tersinir dönmeler meydana gelir, bunlar da moment taşıyabilen çerçevelerdeki kiriş ve kolonlardaki davranış ile hemen hemen aynıdır. Aslında tipik merkezi çaprazlı çerçevelerdeki çapraz elemanlarda akma ve burkulmanın daha çok ortalama kat ötelemelerinin 3% ile 5%'i civarlarında olması beklenebilir. Şiddetli bir depremde, çapraz elemanların burkulma-sonrası eksenel şekildeğiştirmeleri akma şekildeğiştirmesinin 10 ile 20 katıdır. Bu büyük tersinir şekildeğiştirmelere herhangi bir yetersizlik olmadan ulaşmak için çapraz elemanların ve bunların birleşimlerinin uygun bir biçimde detaylandırılmış olması gereklidir.

Eski depremlerde oluşan hasarlar ve laboratuarda merkezi çaprazlı çerçevelerin deneylerinde gözlemlenen hasarların genellikle sınırlı süneklik ve gevrek kırılma sonucu olduğu görülmüştür, bu da çoğunlukla birleşim ya da çapraz elemanların çatlama veya kırılmasıyla ortaya çıkmıştır. Çapraz elemanların enkesitlerinin kompakt olmayışı dolayısıyla önemli yerel burkulmalar, bu bölgede eğilme şekildeğiştirmelerinin büyük değerlere ulaşmasına ve sünekliğin azalmasına neden olur.

Uygun bir biçime sahip olan merkezi çaprazlı çerçevelerde elemanların tasarım ve detaylandırılmasının sünekliği etkileyebildiği araştırmalarca gösterilmiştir. Goel ve

diğerleri tarafından yapılan kapsamlı analitik ve deneysel çalışmalar göstermiştir ki; yerel burkulmayı en aza indirmek için genişlik/kalınlık oranlarının sınırlandırılması, bağ levhalarının daha yakın aralıklı olması, birleşimlerin uç noktalarının özel olarak tasarımı ve detaylandırılması gibi arttırılmış tasarım parametreleri merkezi çaprazlı çerçevelerin burkulma-sonrası davranışını çok geliştirir. Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için geliştirilmiş tasarım kuralları bu gereksinimlerin sağlanmasına dayanmaktadır.

Önceki tasarım kurallarında merkezi çaprazlı çerçevelerde global burkulmanın sınırlandırılmasıyla güvenilir davranış elde edilmesi amaçlanmaktaydı. Çaprazlı sistemler üzerinde yapılan tersinir yükleme deneyleri, eğer yerel burkulma, kararlılık sorunları ve birleşimde oluşan gevrek kırılma önlenirse global burkulmanın başlamasından sonra enerjinin tüketilebileceğini kanıtlar. Süneklik için belirtilen kurallara uygun bir tasarım yapıldığında, çapraz elemanlar beklenmedik bir yetersizlik yaşamadan tersinir yüklemeler altında büyük plastik şekildeğişiklikler yapmayı sürdürebilmektedir.

Önceki tasarım kurallarına göre enerji tüketilmesi olayı olmaksızın merkezi çaprazlı çerçevelerde önceden beklenen çapraz eleman yetersizliklerine göre tasarlanmış sistemlerde analitik çalışmalar yapılmıştır (Tang ve Goel, 1987; Hassan ve Goel, 1991) [3]. Bu çalışmalarda göçmelerin en çok kesitlerin kompakt olmayışı dolayısıyla plastik mafsallarda veya birleşimlerde oluştuğu görülmüştür.

Genelde plastik mafsallar çapraz elemanların uçlarında ve çapraz elemanların açıklık ortasında oluşur. Çaprazlı sistemlerin analitik modelleri, önceki merkezi çaprazlı çerçeve tasarımlarında çatlama olmaksızın ortaya çıkan tam ve kararlı çevrimler gibi aynı yer hareketi kayıtlarına tabi tutulduğunda kararlı sünek davranışın sağlanması için tasarlanmıştır. Benzer sonuçlar Wallace ve Krawinkler (1985) ve de Tang ve Goel (1989) tarafından yapılan tam-ölçekli deneylerde de gözlenmiştir [3].

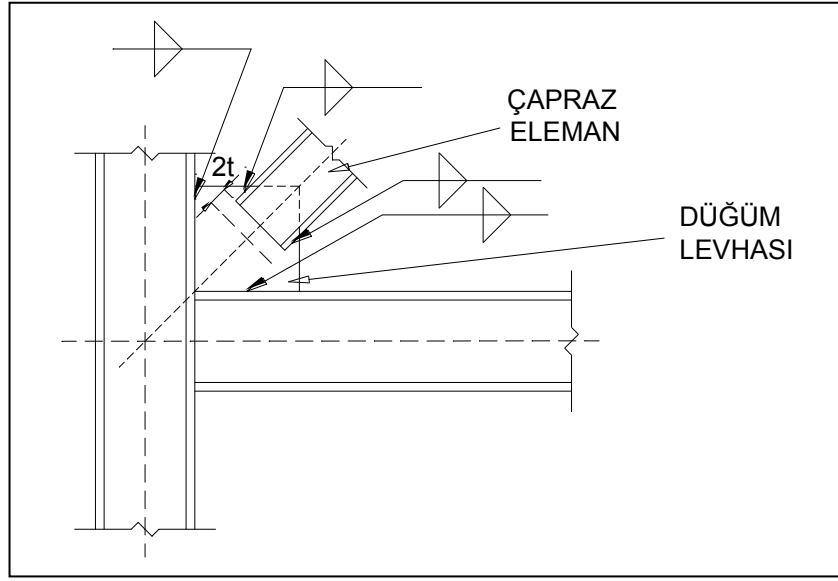
Çift korniyer, çift [olarak seçilen çapraz eleman kesitlerinde arttırılmış süneklik ve enerji tüketilmesine ulaşabilmek için daha yakın bağ levhası aralıklarına ek olarak daha sıkı bir kompakt kesit şartı önemli kriterlerdir. Burkulan ve böylece bağ levhaları üzerinde büyük kesme kuvvetleri yüklenen çift-korniyer ve çift [kesitli çapraz elemanlar için bu özellikle kritiktir. Ayrıca çalışmalar, çift korniyerler uç uca

yerleştirildiğinde eğilme şekildeğiştirmeleri ve yerel burkulmaların azaldığını göstermiştir (Aslani ve Goel, 1991) [3].

Merkezi aprazlı çerçevelerde kuvvetli yer hareketlerinden dolayı oluşan birçok yetersizliğin birleşimlerde oluştuğu görülmüştür. Benzer olarak, tipik kurallara uyularak tasarlanan ve detaylandırılan merkezi aprazlı çerçeveler üzerinde yapılan tersinir deneylerde birleşim yetersizlikleri ortaya çıkmıştır (Astaneh ve diğerleri, 1986) [3]. Tipik tasarım uygulamalarında birleşimlerin yalnızca eksenel kuvvetlerle tasarlanmasına rağmen, iyi bir burkulma sonrası davranışı için gereken, birleşim tasarımında dışmerkezliiliğin hesaba katılmasıdır. Bu tasarımda en büyük kuvvetlere karşı birleşimin yeterli olacağı esas alınmalıdır. Eğer apraz elemanın tersinir burkulma sonrası davranışındaki etkileri hesaba katılırsa birleşim performansının daha iyi olması beklenebilir (Goel, 1992c) [3].

Düğüm levhalarının olduğu düzlemdeki çapraz elemanların burkulmaları için, uç birleşimleri çapraz elemanın tam eksenel yük ve eğilme dayanımı için tasarlanmalıdır (Astaneh ve diğerleri, 1986) [3]. Çapraz elemanın düzlem dışına burkulmasında, elemanların uç dönmeleri düğüm levhasının zayıf ekseninde eğilmelere neden olur. Bu durumda düğüm levhalarında oluşan mafsallara ilave olarak, açıklık ortasında plastik mafsallar ile mafsallı uç mesnetleri ortaya çıkar. Düğüm levhalarında serbest plastik dönmeli mesnet koşulları sağlanarak elverişli performans sağlanabilir. Bu da çapraz elemanın ucuyla düğüm levhası için mesnetin varsayılan çizgisi arasındaki serbest uzunluğun plastik dönmelere izin verecek yeterli uzunlukta olmasını ve aynı zamanda levha burkulması olayının eleman burkulmasından önce olmasını engelleyecek kadar da kısa olmasını gerektirir. Bunun için levha kalınlığının iki katındaki uzunluk önerilmiştir (Astaneh ve diğerleri, 1986) [3] (bkz. **şekil 2.8**). Bir başka seçenek olarak da, çapraz levha kullanımı gibi iki yönlü rijitliğe sahip birleşimler detaylandırılabilir. Deney sonuçları göstermektedir ki; zorlanan plastik mafsalların, birleşim levhaları yerine çapraz elemanlarda oluşmasıyla daha büyük enerji tüketme kapasitesine ulaşılabilmektedir. (Lee ve Goel, 1987) [3].

Çapraz elemanların birleşimleri, çapraz elemanın sürekliliğini sağlamak için çerçevenin kirişleri veya kolonları kesilecek şekilde biimlendirilmemelidir. Bu kural çapraz sistemin bu birleşimlerinde düzlem dışı karalılığını arttırmak için gereklidir.

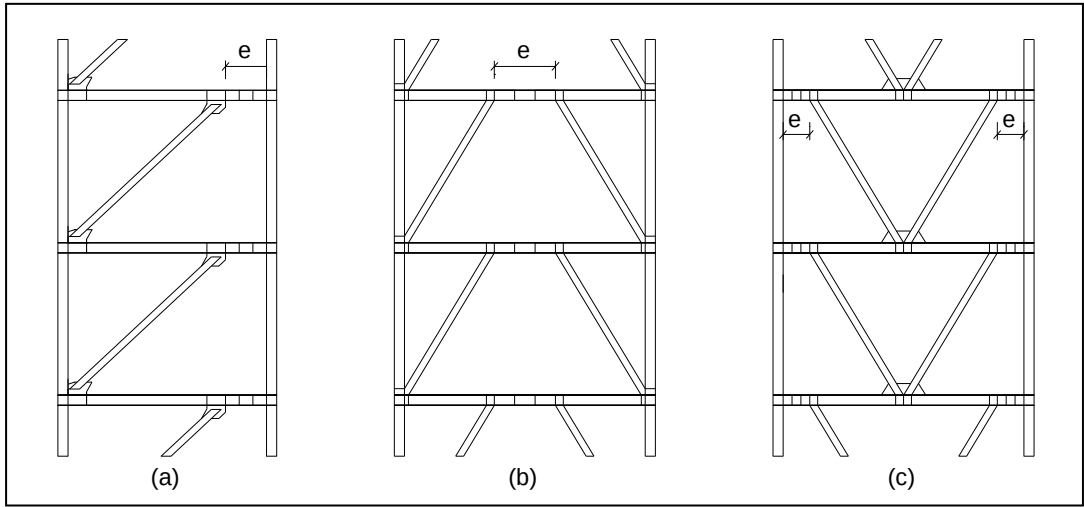


Şekil 2.8 : Çaprazlı Sistemde Düzlem Dışı Burkulma İçin Çapraz Eleman–Düğüm
Levhası Birleşimi [3]

3. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER

3.1. Tanım

Çelik yapıların deprem yüklerine karşı tasarımında geleneksel olarak moment taşıyabilen çerçeveler ve merkezi çaprazlı çerçeveler kullanılmaktadır. Son zamanlarda yeni bir yapı tipi uygun bir seçenek olarak önerilmeye ve benimsenmeye başlanmıştır. Bu yeni tipte esas prensip, moment taşıyabilen çerçevelerin kirişlerini iki veya daha fazla parçalara bölen dışmerkez çapraz elemanların yerleştirilmesi sonucunda güçlendirilmesidir. Çaprazlarla kirişin bölündüğü en küçük parçaya bağlantı kirişi (link) denir ve görevi şiddetli yer hareketleri sırasında ortaya çıkan deprem enerjisinin büyük kısmını plastik kesme ve eğilme şekildeğiştirmeleri sayesinde tüketmektir (bkz. Şekil 3.1).



Şekil 3.1 : Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerde, “e” Bağlantı Kirişinin Boyu [6]

Doğru deprem tasarımı için gereken kriter; yapının büyük geri dönüş periyodlu şiddetli depremlere karşı yeterli süneklik ve enerji tüketme kapasitesine sahip olması, küçük geri dönüş periyodlu orta şiddetli depremlere karşı ise yeterli dayanım ve rijitliğinin sağlanmasıdır.

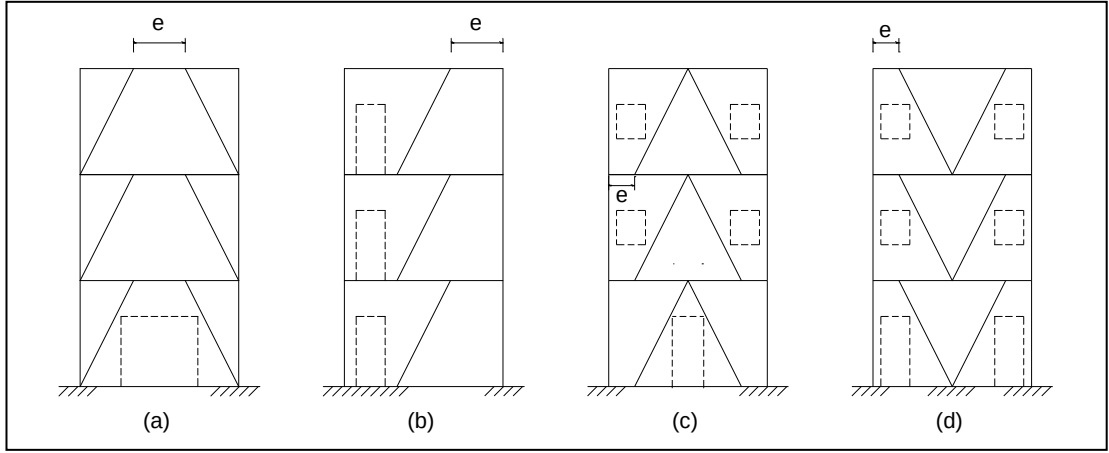
Merkezi çaprazlı çerçeveler yeterli dayanım ve rijitliğe sahiptirler, fakat onların plastik tersinir davranışı stabil değildir ve de enerji tüketme kapasitelerinde bir azalma gösterirler. Ek olarak birleşim tasarımı özellikle hassastır, çünkü birleşimler çapraz elemanların akma kuvvetinden az olmayan, en büyük dayanımı sağlamalıdır.

Aksine moment taşıyabilen çerçevelerde, elemanların uçlarında oluşan plastik mafsallar iyi çalışan birer enerji tüketme mekanizması oluşturur. Diğer yandan bu tip yapıların dezavantajı ise merkezi çaprazlı çerçevelere göre şekildeğiştirmelerin daha fazla olmasıdır. Dolayısıyla, moment taşıyabilen çerçeveler dışmerkez yerleştirilen çapraz elemanlar ile güçlendirildiğinde, merkezi çaprazlı çerçevelerle moment taşıyabilen çerçeveler arasında yeralan bir davranış gösterirler. Aslında depremde ortaya çıkan enerji, bağlantı kirişinin tersinir kesme ve/veya eğilmesiyle tüketilir. Dolayısıyla, dışmerkez çaprazlı çerçevelerdeki enerji tüketme mekanizması, merkezi çaprazlı çerçevelere kıyasla moment taşıyabilen çerçevelerdekine daha benzerdir. Bu davranış esas olarak bağlantı kirişinin boyutlarını belirler. Burada dikkat edilmesi gereken bağlantı kirişinin tasarımıdır. Bu mekanizmada, kesme kuvveti temel rol oynadığından dolayı moment taşıyabilen çerçevelerden farklı bir sünek davranış ortaya çıkar.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerle moment taşıyabilen çerçeveler arasındaki önemli fark; çerçeve geometrisinden dolayı dışmerkez çaprazlı çerçevelerde istenen yüksek oranlı eleman sünekliğine karşı, moment taşıyabilen çerçevelerde istenen yapısal sünekliktir. Bunun sonucunda, merkezi çaprazlı çerçevelerdeki gibi elastik bölgede şekildeğiştirmelerde sağlanan azalma ile birlikte, moment taşıyabilen çerçevelerdeki gibi plastik bölgede yüksek süneklik ve enerji tüketme kapasitesine sahip olurlar.

Bağlantı kirişi enerji tüketme bölgeleri olarak tanımlandığından, bağlantı kirişlerinin boyutlandırılmasına ve de detaylandırılmasına özel bir önem verilmelidir [8].

İşlevsellik açısından bakıldığı zaman, dışmerkez çapraz elemanlarının yerleştirilmesinde büyük bir esnekliğin olduğu fark edilmiştir, bu da mimari gereksinimler için memnun edici daha fazla çözüm sağlamaktadır (bkz. **Şekil 3.2**) [8].



Şekil 3.2 : Mimari Gereksinimlerin Sağlanması [6]

3.2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Davranışını Belirleyen Özellikler

3.2.1. Geometrik Parametreler

Dışmerkez yerleştirilen çapraz elemanlarla güçlendirilmiş çerçevelerin esas belirleyici özellikleri basit bir çerçevede gösterilebilir. Basit çerçeve aynı çaprazlı tipler için çerçevenin esas birimini gösterir. Geometrik boyutlar açısından bakıldığında zaman; dışmerkez çaprazlı çerçeveler e/L ve h/L parametreleri kullanılarak tanımlanabilir. Burada; e : bağlantı kirişi boyunu, L : çerçeve açıklığını, h : kat yüksekliğini göstermektedir.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin davranışını tanımlayan esas parametre, bağlantı kirişi boyuyla çerçeve açıklığı arasındaki (e/L) orandır. $e/L = 0$ durumu merkezi çaprazlı çerçevelere karşılık gelir, $e/L = 1$ durumuysa çaprazı olmayan çerçevelere karşılık gelir.

3.2.2. Mekanik Parametreler

Çerçevenin verilen boyutları için, çerçevenin yapısal davranışını üç ana rijitlik oranı belirler [11] :

- kiriş – kolon rijitlik oranı;
- kiriş – çapraz eleman rijitlik oranı;
- kiriş eğilme rijitliği – kiriş kesme rijitliği oranı .

Bu nedenle, mekanik açıdan bakıldığı zaman aşağıdaki davranışsal parametreler hesaba katılmalıdır :

$$\alpha = \frac{I_b}{I_c} \quad (3.1)$$

$$\beta = \frac{I_b}{A_{br} L^2} \quad (3.2)$$

$$\gamma = \frac{E I_b}{G A_b' L^2} \quad (3.3)$$

burada;

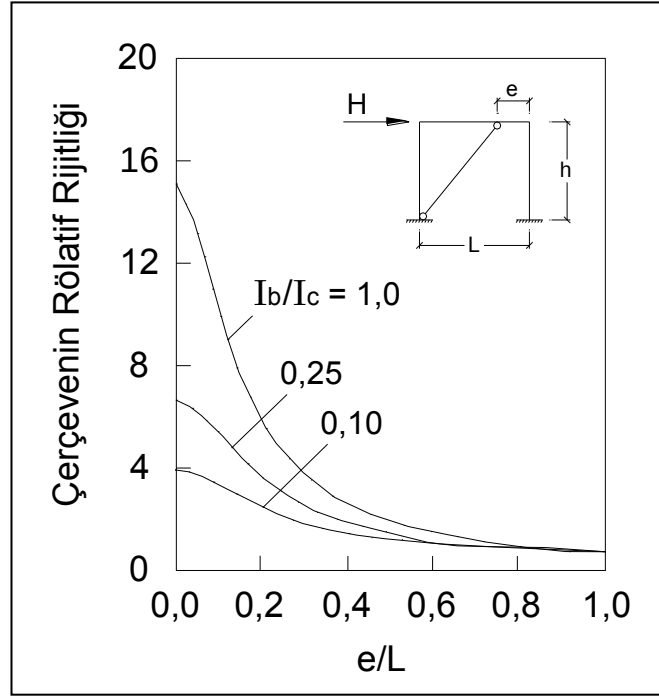
- I_b , kiriş atalet momenti;
- I_c , kolon atalet momenti;
- A_{br} , çapraz elemanın enkesit alanı;
- A_b' , kirişin etkili kesme alanı;
- G , kayma elastisite modülü;
- E , eğilme elastisite modülüdür.

3.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Rölatif Rijitliği

“Çerçevenin rölatif rijitliği” terimi [11] yanal rijitlik bakımından dışmerkez çaprazlı çerçevelerle, $e/L = 1$ durumuna karşılık gelen çaprazlı olmayan çerçeveler arasındaki oranı göstermek için kullanılır.

3.3.1. Kiriş – Kolon Rijitlik Oranının Etkisi

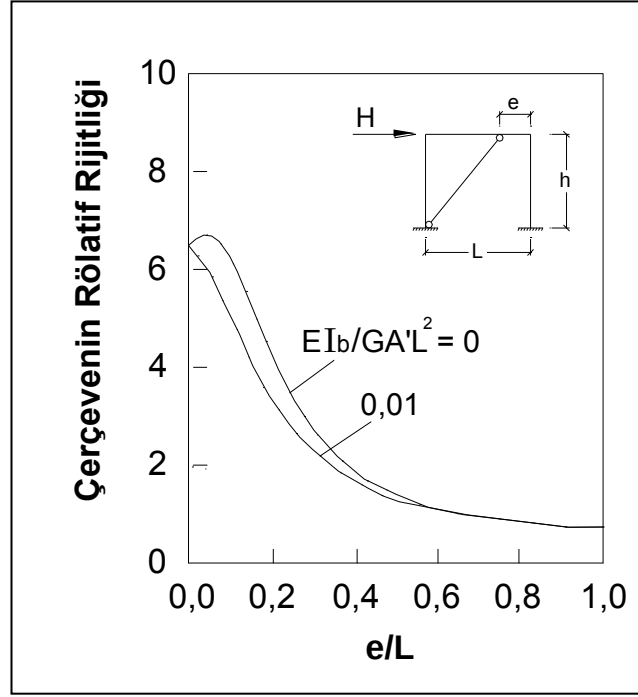
Şekil 3.3'te görüldüğü gibi, kiriş - kolon atalet momenti oranı arttığı sürece çerçevenin rölatif rijitliğine çapraz elemanın etkisi azalmaktadır.



Şekil 3.3 : Kiriş – Kolon Rijitlik Oranının, Çerçevenin Rölatif Rijitliği Üzerindeki Etkisi [6]

3.3.2. Kesme Şekildeğiştirmesinin Etkisi

Şekil 3.4’te kesme şekildeğiştirmesinin basit dışmerkez çaprazlı çerçevedeki etkisi gösterilmiştir. Bağlantı kirişi kesme şekildeğiştirmesi ihmal edilirse, çerçevenin yatay rijitliğinin olduğundan daha fazla bir değer alacağı açıkça bellidir. Fakat, e/L oranı azaldığı sürece bu kabul ile yapılacak hata oranı artacaktır [11] .



Şekil 3.4 : Kesme Şekildeğiştirmesinin, Çerçevenin Rölatif Rijitliği Üzerindeki Etkisi [6]

3.4. Dışmerkez Çapraz Elemanların Plastik Davranışı

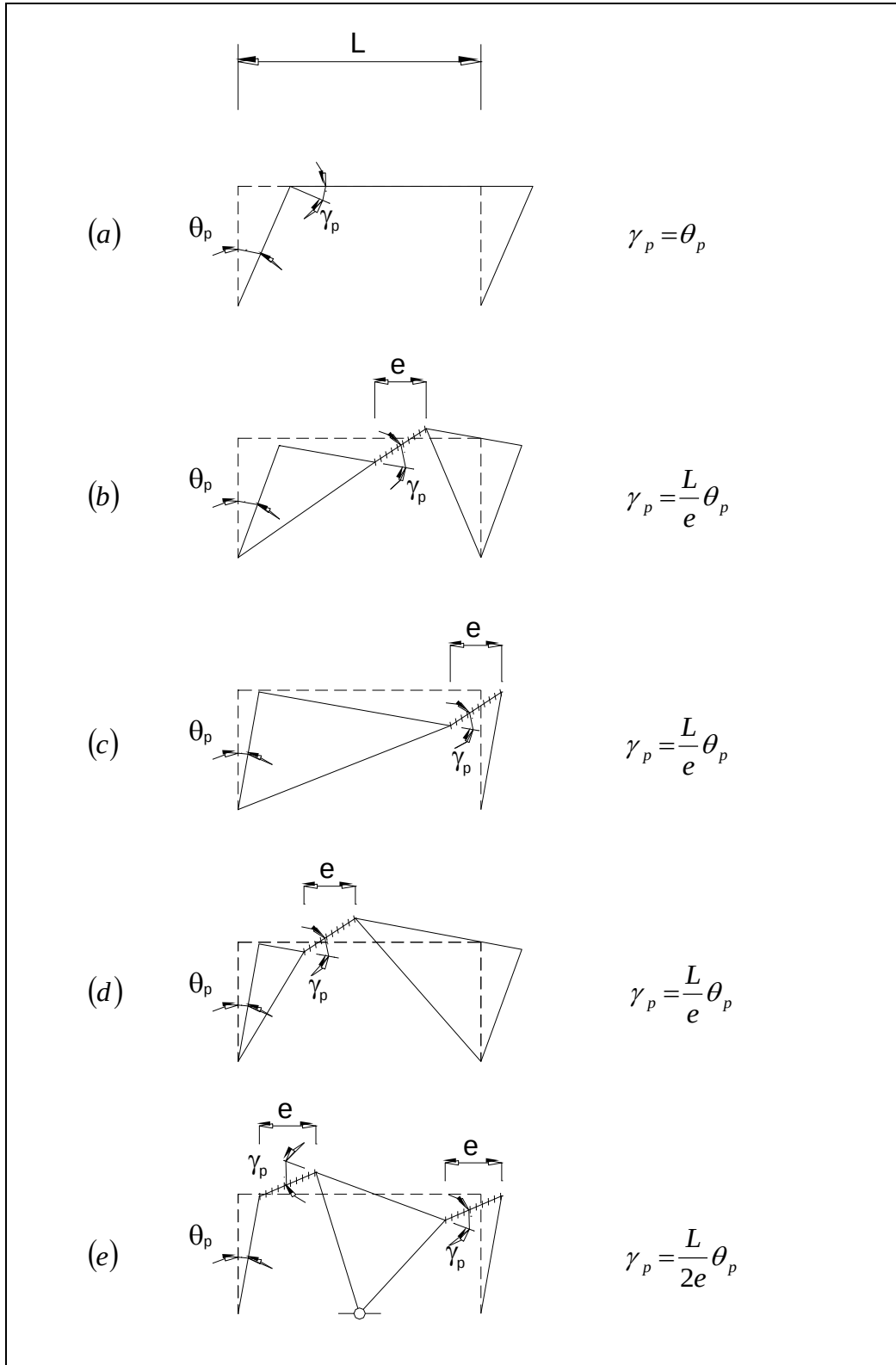
3.4.1. Gereken Eleman Sünekliği

Dışmerkez çapraz elemanlarla güçlendirilmiş çerçevelerin tasarımında plastik analizin büyük önemine rağmen, ön tasarımda eleman sünekliği rijit-plastik analiz yöntemiyle belirlenebilir.

Şekil 3.5'te basit dışmerkez çaprazlı çerçevenin göçme mekanizması kullanılarak, yapının şekildeğiştirmesiyle bağlantı kirişinin şekildeğiştirmesi arasındaki basitleştirilmiş ilişkiler verilmektedir [8] .

Bağlantı kirişlerinin kesme akması ortalama kesme şekildeğiştirmesini gösteren γ ile tanımlanır, eğer bağlantı kirişinin akmasında bu deformasyon etkili ise bu durumda bağlantı kirişi kesme bağlantısı olarak isimlendirilir. Eğer bağlantı kirişlerinin akmasında esas olarak eğilme etkin ise, bu durumda bağlantı kirişi eğilme bağlantısı olarak isimlendirilir ve durum plastik mafsallardaki dönmeleri gösteren θ ile tanımlanır.

e/L oranı azaldığı sürece yapı deformasyonu ve bağlantı kirişi plastik deformasyonu arasındaki oranın çoğalacağı kolaylıkla görülmektedir.



Şekil 3.5 : Basit Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Göçme Mekanizması ve Yapının Şekildeğiştirmesiyle Bağlantı Kirişinin Şekildeğiştirmesi Arasındaki Basitleştirilmiş İlişkiler [6]

Şekil 3.5'te verilen ilişkilerin uygulanmasıyla, sadece maksimum görelî kat ötelenmesinin hesaplanmasıyla bağlantı kirişî için istenen plastik dönme kapasitesinin belirlenmesi sağlanır. Tasarım amaçları için dinamik plastik analizler nadiren yapılırlar. Bazı deprem şartnameleri [4,7]; tasarım yüklerinden 4,5 kat daha büyük olan yatay yükler için, elastik davranış varsayımı altında hesaplanan görelî kat ötelenmesi değeri kullanılması önerirler.

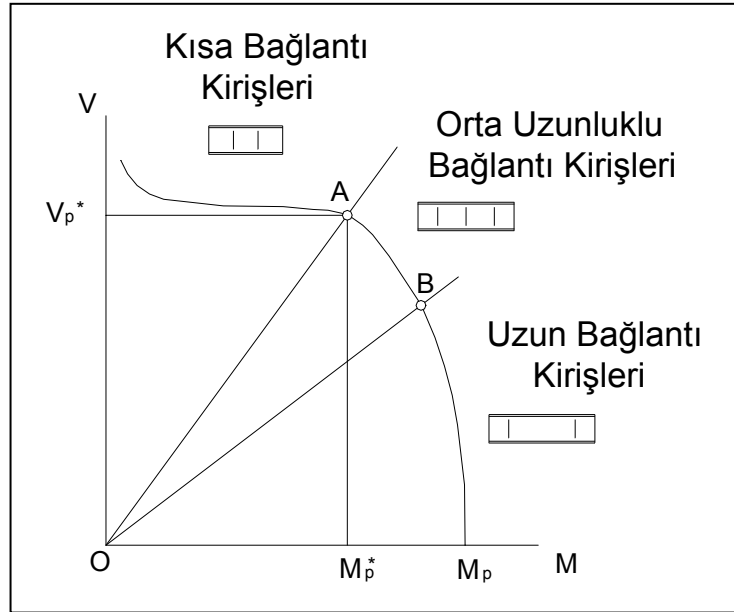
Daha önceden belirtildiğı üzere, bağlantı kirişinin boyunun azaltılmasıyla çerçevenin rijitliğı arttırılabilir. Diğer taraftan bağlantı kirişî boyu azalması, bağlantı kirişî sünekliğinin artmasına karşı koyacaktır. Sonuç olarak dışmerkez çaprazlı çerçeveler için en önemli tasarım kriteri, istenen bağlantı kirişî sünekliğinin onun ulaşabileceğı değerdan daha az olması ile belirlenen sınır şartı altında, yapısal rijitliğın büyütülebildiğı en büyük değere çıkarılmasıdır [8] .

3.4.2. Bağlantı Kirişinin Davranışı

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde enerji tüketiminin en fazla olduğı yerin bağlantı kirişleri olduğı önceden belirtilmişti. Uygun bir şekilde detaylandırılan bağlantı kirişlerinin, gücünü kaybetmeyen şiddetli tersinir yükler altında, uzun süre büyük plastik şekildeğıştirmelerle büyük miktardaki enerjiyi tüketebildikleri deneysel araştırmalarla kanıtlanmıştır. Daha fazla enerji tüketme kapasitesi sağladığından, tasarımda bağlantı kirişlerinde kesme akması, eğilme akmasına tercih edilir.

Geniş başlıklı kirişler için tipik kesme-moment etkileşim diyagramı **Şekil 3.6'**da gösterilmiştir. Bu diyagramda dikkat çekilen konu karakteristik A noktasının veya “denge noktasının” varlığıdır, bu nokta kesme akmasının etkin olduğı bölgeyle kesme akması ve de eğilme akması arasında etkileşimin olduğı bölgeyi birbirinden ayıran sınırdır. Bunlardan başka eğilme akmasının etkin olduğı üçüncü bir bölge daha vardır.

Bu bölgeler “kısa bağlantı kirişleri”, “orta uzunluklu bağlantı kirişleri” ve “uzun bağlantı kirişleri” olarak adlandırılırlar [8] .



Şekil 3.6 : Geniş Başlıklı Kirişlerin, Kesme - Moment Etkileşim Diyagramı [6]

3.4.2.1. Kısa Bağlantı Kirişleri

Kısa bağlantı kirişlerinde çoğunlukla kesme akması olduğundan dolayı büyük miktarda enerjiyi tüketebilirler. Bu sebepten hangi durumlarda bağlantı kirişinin kısa bağlantı kirişi olarak düşünülebileceğini belirlemek çok önemlidir.

Çift T kesitin kesme-moment etkileşim diyagramının (bkz. **Şekil 3.6**) denge noktası A, elastik-tam plastik davranış kabulüyle ve de aksenal kuvvetin bulunmaması halinde, aşağıdaki denklemlerle verilmektedir:

$$V_p^* = \tau_y (d - t_f) t_w \quad (3.4)$$

$$M_p^* = f_y (b_f - t_w) (d - t_f) t_f \quad (3.5)$$

burada;

- d, kirişin derinliği
- t_f, başlık kalınlığı
- b_f, başlık genişliği
- t_w, gövde kalınlığı
- f_y, yalnız çekmedeki akma gerilmesi

- τ_y , yalnız kesmedeki akma gerilmesidir ($\tau_y = f_y / \sqrt{3}$, Von Mises akma kriteri).

A noktasının solunda kalan noktalar için kesme kapasitesindeki küçük artışı ihmal edersek, kesme-moment etkileşim eğrisi yaklaşık olarak bulunabilir;

$$M_p^* \leq |M| \leq M_p \Rightarrow \left(\frac{|M| - M_p^*}{M_p - M_p^*} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_p^*} \right)^2 = 1 \quad (3.6)$$

$$|M| \leq M_p^* \Rightarrow V = V_p^* \quad (3.7)$$

Uç momentlerinin eşit olduğu kabulüyle, bağlantı kirişi için aşağıdaki ilişkiye ulaşılır;

$$e = 2 \frac{M}{V} \quad (3.8)$$

Sonuç olarak, çift T biçimleri için kesme bağlantı kirişlerinin yani kısa bağlantı kirişlerinin en büyük uzunluğu **Şekil 3.6'**deki A noktasına uygun olarak, $(b_f - t_w \approx b_f)$ yaklaşık bir yolla bulunabilir;

$$e^* = 2 \frac{M_p^*}{V_p^*} \approx 2\sqrt{3} \frac{b_f t_f}{t_w} \quad (3.9)$$

Bu nedenle; $e \leq e^*$ olduğu zaman bağlantı kirişi, kesme bağlantısı gibi davranır. Deneysel bilgiler sonucunda yaklaşık olarak $e = 1.15 e^*$ değerine varıncaya kadar olan uzunluklar için kesme akması ağırlıklı olarak devam edecektir [12] . Bu nedenle kesme bağlantısının en büyük uzunluğu aşağıdaki gibi elde edilebilir:

$$e_{\max} = 4 \frac{b_f t_f}{t_w} \quad (3.10)$$

Kasai ve Popov'a göre [13], kısa bağlantı kirişleri aşağıdaki koşulu sağlayan e uzunluğundaki bağlantı kirişleri olarak tanımlanabilir:

$$e \leq e^* = 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad (3.11)$$

Denk.(3.11) bağlantı kirişi uç momentlerinin $1,2M_p$ ile sınırlandırılması ve pekleşmeden dolayı bağlantı kirişinin en büyük kesme dayanımının $1,5V_p$ değerine ulaşabilmesi hesaba katılarak **Denk.(3.8)**'den elde edilmiştir. Bağlantı kirişi uç momentlerinin sınırlandırılmasının istenmesinin nedeni, bağlantı kirişi başlığının burkulmasını ve/veya bağlantı kirişi başlığıyla kolon arasındaki kaynağın yetersiz olmasını önlemektir.

Denk.(3.11)'deki e^* ile **Denk.(3.9)**'daki e^* biraz farklıdır, fakat uygulamada aynı sonuçları sağlarlar.

3.4.2.2. Orta ve Uzun Bağlantı Kirişleri

Bağlantı kirişinin boyu **Denk.(3.9)** ve **(3.11)** için sağlanan limit değerleri geçer geçmez eğilmede akmanın etkisi önemli olmaya başlar ve de bağlantı kirişinin plastik davranışı kesme akmasıyla eğilme akması arasındaki etkileşimle tanımlanır.

Deneysel araştırmalarda bağlantı kirişi boyunun $3 M_p / V_p$ değerinden büyük olduğu zaman eğilme akmasının baskın olduğu görülmüştür. Sonuç olarak bağlantı kirişleri için aşağıdaki sınıflandırma verilmektedir [8]:

- kısa bağlantı kirişleri [veya kesme bağlantıları] : $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$
- orta uzunluktaki bağlantı kirişleri : $1.6 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 3 \frac{M_p}{V_p}$
- uzun bağlantı kirişleri [veya eğilme bağlantıları] : $e \geq 3 \frac{M_p}{V_p}$

3.4.3. Bağlantı Kirişlerinin Plastik Kapasiteleri

Pekleşme, kompozit döşemeler ve akma dayanımının artması gibi etkilerin sonuçlarının birleştirilmesiyle, bağlantı kirişlerinin plastik kapasiteleri teorik olarak belirlenen V_p ve M_p değerlerinden büyük olabilir. Son zamanlardaki deneysel sonuçlar, pekleşmenin dayanıma etkisinin aşağıda verilen ampirik bağıntılarla hesaba katılmasına izin vermektedir [8]:

$$\triangleright e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \text{ için } \begin{cases} M_u = 0,75 e V_p & (3.12) \\ V_u = 1,5 V_p & (3.13) \end{cases}$$

$$\triangleright e \geq 3 \frac{M_p}{V_p} \text{ için } \begin{cases} M_u = 1,5 M_p & (3.14) \\ V_u = 2 \frac{M_p}{e} & (3.15) \end{cases}$$

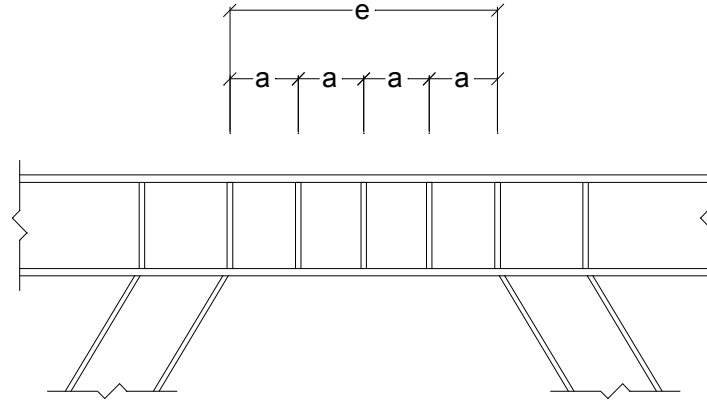
Yukarıdaki bağıntılar sırasıyla kısa ve uzun bağlantı kirişleri için verilmiştir, orta uzunluktaki bağlantı kirişleri için lineer enterpolasyon yapılabilir.

Kompozit döşemeler için güçlendirme etkileri hesaba katıldığı zaman, M_u ve V_u için daha büyük değerler dikkate alınmalıdır. Ayrıca malzemenin akma dayanımındaki değişkenlikte dikkate alınmalıdır.

3.4.4. Rijitleştiricilerin Aralıkları ve Bağlantı Kirişinin Plastik Dönme Kapasitesi

Kısa bağlantı kirişlerinin tipik yetersizlikleri gövdenin plastik kesme burkulmasıdır. Bu nedenle kısa bağlantı kirişlerinin dönme sünekliğini arttırmak için gövde rijitleştiricileri kullanılmaktadır.

Berkeley'deki California Üniversitesindeki deneysel araştırmalarla [14], kısa bağlantı kirişlerindeki rijitleştiricilerin aralıklarının elde edilmesi için bir kriter geliştirilmiştir. Uygun bir biçimde rijitleştirilen kısa bağlantı kirişlerinin tek yönlü yükleme altında 0.20 radyana varan, tersinir yüklemede ± 0.10 radyana varan plastik dönmelere dayanabildikleri bu araştırmalarla gösterilmiştir.



“a” aralıkları aşağıdaki değerleri aşmamalıdır

➤ $\gamma_p = \pm 0,09 \text{ rad}$ için, $a = 29t_w - \frac{d}{5}$

➤ $\gamma_p = \pm 0,06 \text{ rad}$ için, $a = 38t_w - \frac{d}{5}$

➤ $\gamma_p = \pm 0,03 \text{ rad}$ veya daha küçük için, $a = 56t_w - \frac{d}{5}$

γ_p 'nin ara değerleri için enterpolasyon yapılarak “a” değerleri belirlenmelidir.

Şekil 3.7 : Kısa Bağlantı Kirişleri İçin Rijitleştirici Aralıkları [6]

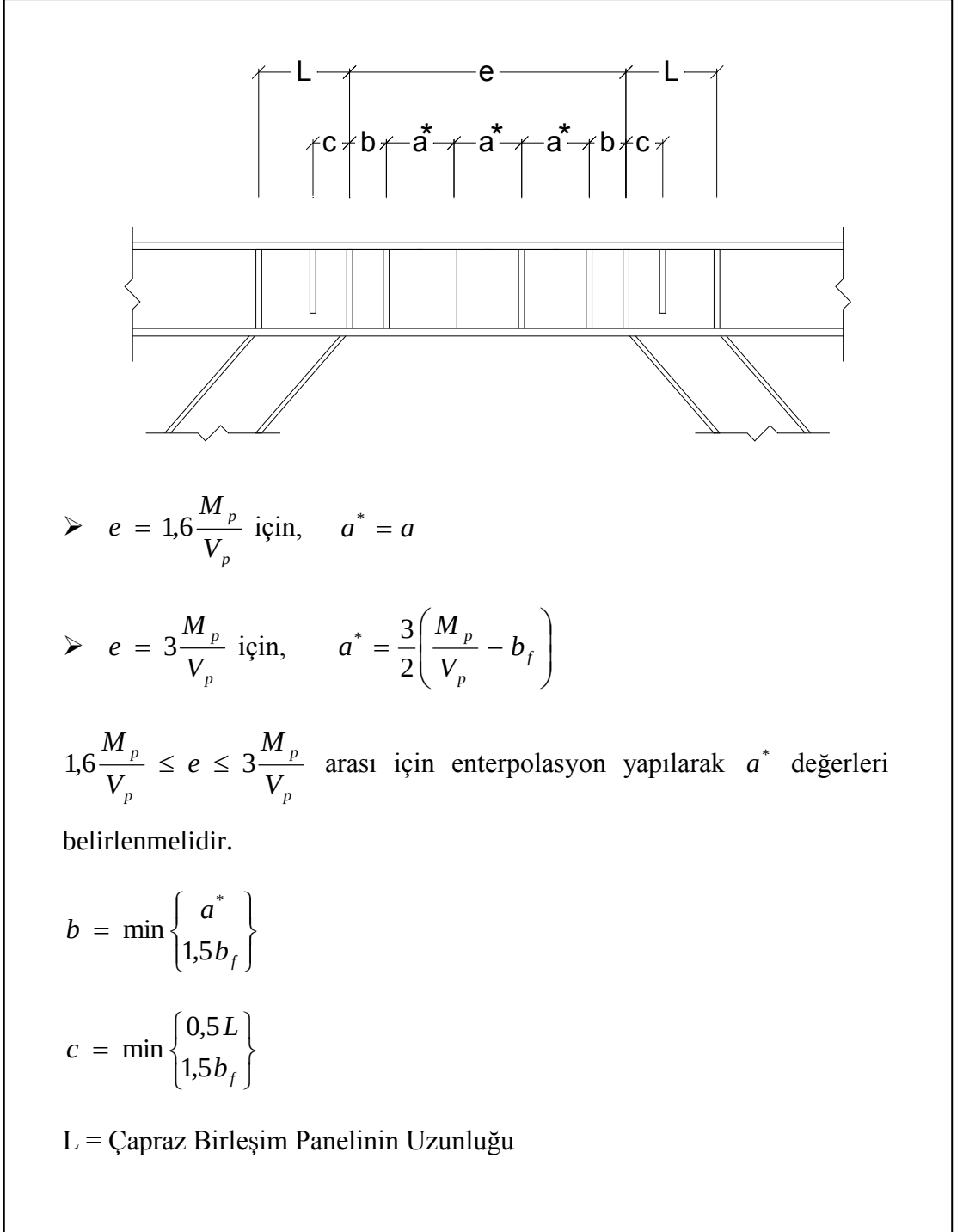
Gövdede plastik kesme burkulmasıyla oluşan plastik dönmelerle rijitleştiricilerin aralıkları arasındaki ilişkiyi bulmak için, aşağıdaki basit ve kesin kurallar geliştirilmiştir (bkz. Şekil 3.7 – 3.9);

$$\gamma_p = \pm 0,09 \text{ rad} \text{ için, } a = 29t_w - \frac{d}{5} \quad (3.16)$$

$$\gamma_p = \pm 0,06 \text{ rad} \text{ için, } a = 38t_w - \frac{d}{5} \quad (3.17)$$

$$\gamma_p = \pm 0,03 \text{ rad} \text{ veya daha küçük için, } a = 56t_w - \frac{d}{5} \quad (3.18)$$

Bu denklemlerde, a rijitleştiriciler arasındaki uzaklığı göstermektedir. 0,06 ile 0,09 arasındaki ve 0,03 ile 0,06 arasındaki değerler için lineer enterpolasyon kullanılacaktır.



Şekil 3.8 : Orta Uzunluktaki Bağlantı Kirişleri İçin Rijitleştirici Aralıkları [6]

Uzun bağlantı kirişleri olması durumunda, değişik şekillerdeki yerel kararsızlıklar beklenir. Sonuç olarak rijitleştiricilerin aralıkları için olan kriter uzun bağlantı kirişlerinde, kısa bağlantı kirişleri için kabul edilenden farklıdır. Uzun bağlantı kirişlerinin plastik davranışlarında eğilme akması etkin olduğu için, gövde için kesme akması beklenmez ve bu nedenle gövdede rijitleştirici kullanılması gerekli değildir. Uzun bağlantı kirişlerinin yetersizlikleri, yerel başlık burkulması ve yanıl eğilmeli-burulmalı burkulma ile tanımlanır. Burkulmuş başlığın yarım-dalga boyu yaklaşık olarak $1,2 b_f$ değeriyle hesaba katıldığında, rijitleştiricilerin bağlantı kirişinin her iki ucundan $1,5 b_f$ uzaklıkta yerleştirilmesi uygun olabilir (**Şekil 3.9**) [8].

Orta uzunluklu bağlantı kirişi olması durumunda tavsiye olarak, deney sonuçlarına dayanarak, Engelhardt ve Popov tarafından aşağıdaki bağitılar verilmektedir [8] (bkz. **Şekil 3.8**) :

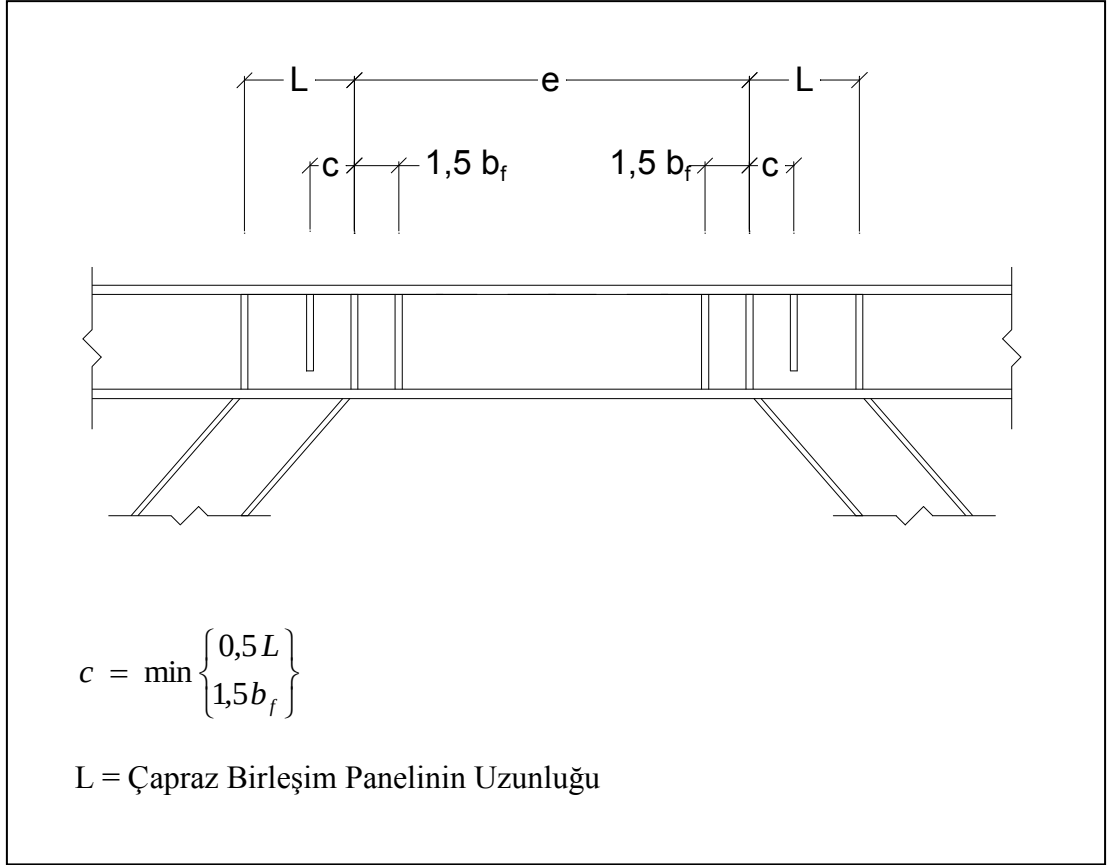
$$e = 1,6 \frac{M_p}{V_p} \text{ için, } a^* = a \quad (3.19)$$

$$e = 3 \frac{M_p}{V_p} \text{ için, } a^* = \frac{3}{2} \left(\frac{M_p}{V_p} - b_f \right) \quad (3.20)$$

burada, a^* orta uzunluklu bağlantı kirişleri için rijitleştirici aralığını göstermektedir. Yukarıdaki sınırlar arasındaki e değeri için lineer enterpolasyon yapılabilir.

İlave deneysel sonuçlar elde edilinceye kadar ilk hesap olarak, sınırlı sayıdaki deneysel sonuçları esas alan [8], uzun ve orta uzunluklu bağlantı kirişleri için plastik dönme kapasiteleriyle ilgili olarak; uzun bağlantı kirişi olması durumunda $\gamma = \pm 0,02$ radyan değeri kabul edilebilir, orta uzunluklu bağlantı kirişi olması durumundaysa $e = 1,6 M_p / V_p$ için $\gamma = \pm 0,08$ ile $e = 3 M_p / V_p$ için $\gamma = \pm 0,02$ arasında lineer enterpolasyon yapılabilir.

Sonuçta tüm durumlarda [kesme, eğilme ve orta uzunluklu bağlantı kirişleri], **Şekil 3.7 – 3.9**'de gösterildiği gibi bağlantı kirişi gövdesinin her iki tarafına, çapraz elemanların bağitıldığı noktalarda gövde rijitleştiricileri kullanılmalıdır.



Şekil 3.9 : Uzun Bağlantı Kirişleri İçin Rijitleştirici Aralıkları [6]

3.4.5. Rijitleştiricinin Tasarımı

Kesme bağlantılarına dayanılarak, orta derinlikteki ($d \leq 60$ cm) bağlantı kirişleri için gövdenin sadece tek tarafında ve en azından gövdenin $3/4$ 'ü derinliğinde olan rijitleştiricilerin uygun olduğu deneysel araştırmalarla gösterilmiştir. Daha derin kesitler için gövdenin her iki tarafında da rijitleştiricilere gereksinim vardır [4,7,11,12]. Rijitleştiricilerin, kalınlığı t_w veya 10 mm değerinden ve genişliği de $((b_f/2) - t_w)$ değerinden az olamaz [7,12].

Eğilme akması olan elemanlardaki rijitleştiricilerin görevi başlıkları tutarak yerel burkulmayı önlemektir. Bundan başka, kesitteki burulma rijitliğini artırırlar ve bu nedenle yanal burulmalı – burkulmayı engellerler. Sonuç olarak, uzun ve orta uzunluklu bağlantı kirişleri için tüm gövde yüksekliğinde kullanılan rijitleştiricilerin başlıklara ve gövdeye kaynaklanması tercih edilir [8] .

Bağlantı kirişi rijitleştiricilerinden bağlantı kirişi gövdesine olan birleşimlerde köşe kaynak kullanılırsa, kaynak dikişi $A_{st} f_y$ kuvvetini karşılayabilecek uygun bir tasarım

dayanımına sahip olmak zorundadır, burada A_{st} rijitleştirici alanını göstermektedir. Rijitleştiricileri başlıklara bağlayan köşe kaynağın tasarım dayanımı ise $A_{st} f_y / 4$ kuvvetini karşılayabilecek uygunlukta olmalıdır [4,7] .

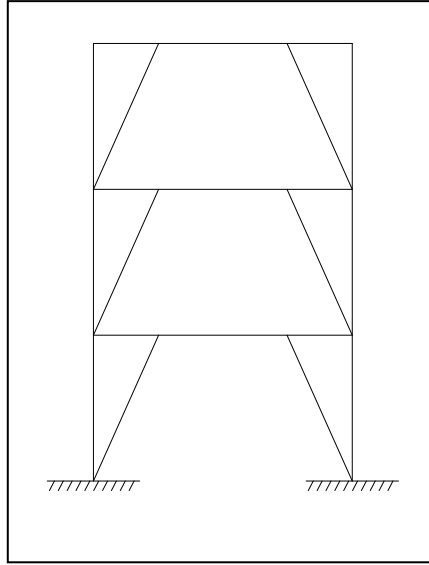
3.4.6. Bağlantı Kirişi – Kolon Birleşimleri

Malley ve Popov'un bulduğu deneysel sonuçlar göstermiştir ki, kısa bağlantı kirişleri için bağlantı kirişi ile kolon birleşimlerinin tümüyle kaynaklı olması gerekmektedir. Bu da hem başlığın hem de bağlantı kirişi gövdesinin kolona kaynaklanması demektir. Birleşimin gövdeye bulonla ve başlığa kaynakla yapılması durumunda, büyük kesme kuvvetlerine bağlı olarak büyük miktarda kayma oluşabileceğinden bulonlarda ani gevrek kırılma ortaya çıkar

Uzun bağlantı kirişlerinin uçlarındaki yüksek eğilme gerilmelerine bağlı olarak, bağlantı kirişi ile kolon birleşiminin detayı uzun bağlantı kirişlerinin kapasitesini etkileyen ciddi bir faktördür. Aslında göçme biçimleri, bağlantı kirişi ile kolon birleşimindeki bağlantı kirişi başlığının kırılması veya birleşimin kendisinin yetersiz olmasıyla ortaya çıkar. Bağlantı kirişi başlıklarında üçgen levhaların kullanılmasıyla bağlantı kirişi ile kolon birleşiminin dayanımı artırılır [8] .

Bulonlu gövde birleşimlerinin kullanılması aynı zamanda uzun bağlantı kirişleri için de uygun değildir. Çünkü bu birleşimler başlık kırılması açısından kaynaklı gövde birleşimlerinden daha dayanıksızdır.

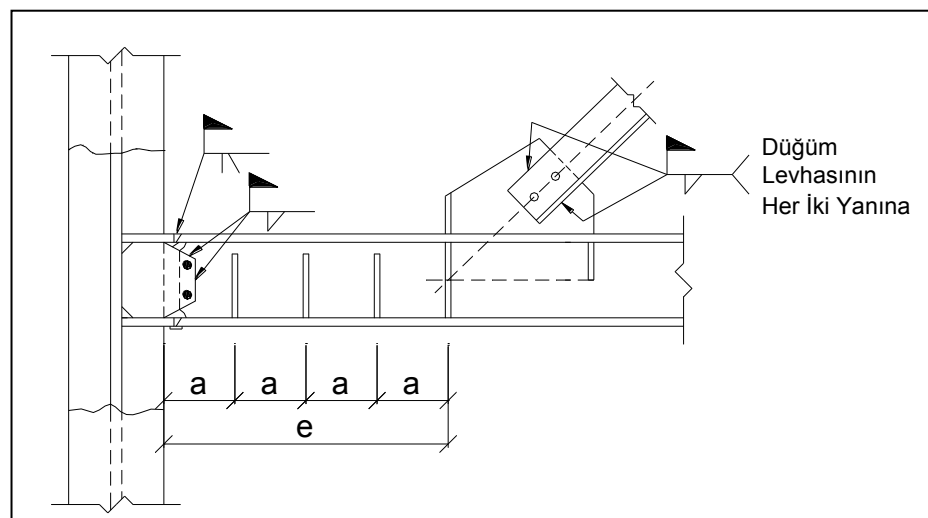
Kırılma önceden tahmin edilemediğinden çok ani ve tümenden göçmeye neden olur. Üstelik böyle bir durumda göçme düşük seviyedeki plastik dönmelerle olur. Bu nedenlerle önerilen, uzun bağlantı kirişlerinin iki çapraz eleman arasındaki açıklığın içerisine yerleştirilmiş durumda kullanılamayacağına dair deneysel bir kanıt olmadıkça, uzun bağlantı kirişlerinin kolonlara birleştirilerek kullanılmamasıdır (bkz. Şekil 3.10).



Şekil 3.10 : Bağlantı Kirişinin İki Çapraz Eleman Arasına Yerleştirilmesi [6]

Herhangi bir durumda, eğer bağlantı kirişi - kolon birleşiminin bağlantı kirişinde ortaya çıkan gerekli plastik dönme için yeterliliği kanıtlanabilirse, orta ve uzun bağlantı kirişlerinin kolona doğrudan birleşimine izin verilir.

Sonuçta, kolonun zayıf ekseninde eğilmesine neden olan bağlantı kirişi – kolon birleşiminde birleşim kolonun gövdesine yapılmak zorundadır. Bu durumda, bağlantı kirişinin başlıkları kolon gövdesine yerleştirilen birleşim levhalarına tam penetrasyonlu kaynaklarla yapılmalıdır ve de gövde birleşimindeki kaynaklar, bağlantı kirişinin gövdesindeki eksenel, kesme ve eğilme tasarım dayanımlarını karşılayabilecek şekilde yapılmalıdır. (bkz. **Şekil 3.11**) [8].



Şekil 3.11 : Bağlantı Kirişinden Kolon Gövdesine Olan Birleşimin Tasarımı [6]

Bağlantı kirişi ile kolon arasında detaylandırmadaki tüm bu dikkate rağmen, kolonun gövdesine birleştirilmiş bağlantı kirişlerinin sınırlı plastik dönme kapasiteleri olduğu deneysel sonuçlarla gösterilmiştir. Bu yüzden herhangi bir bağlantı kirişinin boy uzunluğu için bağlantı kirişi dönme açısının 0,015 radyanı aşmasına izin verilmeyecektir. Kolon gövdesine yapılan birleşimlerdeki güvensizlikler nedeniyle, bağlantı kirişi - kolon gövdesi birleşimlerden kaçınılması önerilmiştir.

3.4.7. Kiriş ve Çapraz Eleman Tasarımı

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin deprem yükleri altındaki güvenilirliği, deprem enerjisinin tüketildiği bağlantı kirişlerindeki plastik şekildeğiştirmelerin sınırlandırılmasından dolayıdır. Bundan başka plastik kapasiteleriyle diğer elemanlara iletilen kuvvetlere kısıtlama sağlarlar. Bağlantı kirişinin akmasıyla sınırlanan tasarım, “kapasite tasarımı” genel kavramını uygulayarak elde edilebilir. Diğer tüm çerçeve elemanları bağlantı kirişlerinde tam akma ve pekleşme olduğu zaman meydana gelen gerilmelerin karşılanması için tasarlanırken, bağlantı kirişleri için kapasite tasarımına bağlı olarak yönetmelik kurallarına göre belirlenen yatay deprem yükleri esas alınır. Başka bir deyişle, diğer tüm elemanlar bağlantı kirişlerinin kapasitelerine göre boyutlandırılırlar [8] .

Kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmının ve çapraz elemanın tasarımı, bağlantı kirişinin en büyük dayanımını sağlayabilecek şekilde tasarlanmalıdır. Bu gereksinimin sağlanamaması durumunda, deneysel sonuçlarla da doğrulandığı üzere, hem toplam dayanımda hem de plastik şekildeğiştirme kapasitesinde kabul edilemez bir azalma olur.

Kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmının tasarımıyla ilgili olarak, kapasite tasarımı yönteminin aşağıdaki ilişkiye uyması gerekir;

$$M_{p,kiriş}^* + M_{p,örgü}^* = M_{link}^{ult} \quad (3.21)$$

burada;

- $M_{p,kiriş}^*$, mevcut eksenel kuvvetten dolayı azalan kiriş plastik momenti;
- $M_{p,örgü}^*$, mevcut eksenel kuvvetten dolayı azalan çapraz eleman plastik momenti;

- M_{link}^{ult} , **Denk.(3.12)** ve **(3.14)**'a bağılı olarak bağlantı kirişinin dayanabileceği en büyük eğilme momentidir.

Kirişin maruz kalacağı büyük eksenel kuvvetten dolayı burkulma olayına özel önem verilmelidir. Bu nedenle, güvenilir mesnetlenme davranışı sağlayan elemanların hesaba katıldığı düzlem dışı burkulma kontrolünün yapılması gerekir.

Eğer kiriş döşeme ile kompozit olarak çalışmıyorsa, yeterli yanal destekler kullanılmalıdır. Desteksiz uzunluk bağlantı kirişi ucundaki yanal destekten itibaren ölçülmelidir. Burkulmuş uzunluklar için önerilen etkili uzunluk çarpanı deneylerle elde edildiği üzere 0,7 'dir [8].

Çapraz elemanların tasarımı, bağlantı kirişinin tam olarak aktığı ve pekleşme olduğunda (bu esnada kesme kuvveti $1,5V_p$ değerine eşittir) üzerine etkiyen eksenel kuvvet esas alınarak yapılmalıdır. Tabi ki stabilite kontrolü, çapraz elemanların tasarımında sadece uçlarından yanal olarak mesnetlendikleri hesaba katılarak gözönüne alınmalıdır. Stabilite kontrollerinde genel olarak eğilme momentleri de düşünülmelidir.

3.4.8. Kolon Tasarımı

Güçlü kolon – zayıf kiriş genel kavramına uyumlu olarak, dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bulunan kolonlarda döşeme kirişleri seviyesinde plastik mafsall oluşmamalıdır. Bu tür plastik mafsallar, bağlantı kirişindeki mafsall oluşumuyla birlikte zayıf kata neden olabilirler, bu da engellenmek zorundadır. UBC'de [4] ve LRFD'nin deprem ile ilgili koşullarında [7] bunların olmasını engellemek için iki önemli tavsiye vardır. Birincisi, gereken eksenel kolon dayanımı arttırılmış bir deprem kuvveti (yatay tasarım kuvvetinin 4,5 katı) esas alınarak hesaplanmalıdır. İkincisi, kolon dayanımı bağlantı kirişi ile ve/veya çapraz eleman ile birleşimlerden dolayı oluşacak kuvvetlerin 1,25 değeriyle çarpılmasıyla bulunur. Başka bir deyişle, birleşen bağlantı kirişinin kesme dayanımı potansiyel olarak pekleşmeden dolayı normal dayanımdan daha büyüktür, gereken kolon dayanımı birleşen bağlantı kirişi veya çapraz elemanın arttırılmış kapasitelerini esas almaktadır.

4. ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER İÇİN AISC TASARIM KURALLARI

4.1. Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçeve Sistemleri

4.1.1. Çapraz Elemanlar

4.1.1.(a). Narinlik : Bölüm 4.1.4'te izin verilen yapılar hariç, çapraz elemanların Kl/r narinliği $4.23\sqrt{E_s/F_y}$ eşitliğini sağlayacaktır.

Açıklama: İkiiden daha çok katlı olan yapılar için çapraz elemanların narinlik oranı Kl/r , süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve sistemleri için verilen değere göre daha küçük bir değer olan $4.23\sqrt{E_s/F_y}$ değeriyle sınırlandırılmıştır. Daha küçük narinlikli çapraz elemanların genel olarak daha fazla enerji tüketebilmesine rağmen, boru ve kutu kesitli çapraz elemanlar üzerine yapılan çalışmalarda çatlama süreleri ve toplam enerji tüketme kapasitelerinin narinlik oranıyla birlikte azalabildiği gösterilmiştir (Tang ve Goel, 1989; Lee ve Goel, 1987) [3].

4.1.1.(b). Gereken Basınç Dayanımı : Eksenel basınç altında çapraz elemanın gerekli dayanımı $\phi_c P_n$ değerinin 0.8 katını aşmayacaktır.

4.1.1.(c). Genişlik Kalınlık Oranı : Çapraz elemanların rijit ve rijit olmayan basınç elemanlarının genişlik-kalınlık oranları LRFD şartnamesinde **Tablo B5.1**'de (bkz. ek A) verilen koşulları ve de aşağıdaki koşulları karşılayacaktır :

1. Çapraz elemanlar kompakt veya kompakt olmayan kesitler olacaktır (yani $\lambda < \lambda_r$). Korniyerlerin genişlik-kalınlık oranı $14,2/\sqrt{F_y}$ değerini aşmayacaktır.
2. Daire enkesitli boru kesitler rijitleştirilmedikçe, bu enkesitlerde dış çap – et kalınlığı oranı $679/F_y$ değerini aşmayacaktır.
3. Dikdörtgen kutu kesitler rijitleştirilmedikçe, dış genişlik – et kalınlığı oranı $30/\sqrt{F_y}$ değerini aşmayacaktır.

4.1.1.(d). Eleman Bağ Levhalarının Oluşturulması : Tüm yapma kesitli çapraz elemanlar için, oluşturulan elemanın açıklığının ortasından her iki yöndeki ilk bulonlu veya kaynaklı bağ levhası, elemanın nominal dayanımının 50%'sine eşit bir kuvveti bitişikteki bir elemana iletebilecek şekilde tasarlanacaktır. Eleman ekseninde eşit aralıklı iki taneden daha az bağ levhası olmayacaktır.

Açıklama: Bağ levhaları uygun kesme kuvvetini iletmelidir, böylece burkulmuş çapraz elemandaki kesme kuvvetleri bağ levhalarıyla kayma olmadan iletilebilir. Bağ levhalarının kaynaklı olması tavsiye edilmektedir.

4.1.2. Çapraz Eleman Birleşimleri

4.1.2.(a). Gereken Dayanım : Çapraz eleman birleşimlerinin (kiriş-kolon birleşimlerini eğer çapraz eleman sistemin bir parçasıysa içerir) gereken dayanımı olarak aşağıdakilerden en küçük olanı alınacaktır:

- a. R_y, F_y, A_g olarak bulunacak çapraz elemanın nominal eksenel çekme dayanımı,
- b. Yük birleşimleri 4-1 ve 4-2 sonucunda (bkz. ek **B**) apraz elemanda oluşan kuvvet,
- c. Statik hesapla bulunan, sistem tarafından çapraz elemana aktarılan en büyük kuvvet.

Açıklama: Çapraz eleman uç birleşimlerindeki yetersizlikten kaçınmak için, birleşimler çapraz eleman çekme dayanımına veya en azından sisteme aktarılan en büyük kuvvete göre tasarlanmalıdır. Tabi ki en düşük kuvvet seviyesiyle ilgili olarak yük birleşimleri 4-1 ve 4-2'deki arttırılmış yükleme düşünülmelidir. Burada belirtilen en düşük dayanım gereksinimleri, aprazlı sistemin bir parçası olan kiriş birleşimleri için de kullanılabilir.

4.1.2.(b). Çekme Dayanımı : Çapraz elemanların ve onların birleşimlerinin tasarım çekme dayanımı; etkili net kesitte ve blok kesme kopma dayanımında çekme kopması sınır durumu gözönüne alınarak belirlenecek ve yukarıda belirlenen çapraz eleman birleşiminin gereken dayanımına en azından eşit olacaktır.

4.1.2.(c). Eğilme Dayanımı : Statik hesap sonucunda bulunan çapraz elemanın burkulacağı düzlemde; birleşimin tasarım eğilme dayanımı, çapraz elemanın kritik

burkulma eksenini için beklenen nominal eğilme dayanımına $(1.1R_y M_p)$ eşit veya daha büyük olacaktır.

Açıklama : İstisna olarak, bölüm 4.1.2.(b)'deki şartları sağlayan, çapraz elemanın burkulma-sonrası şekildeğiştirmeleriyle birlikte plastik dönmelerin oluşabildiği ve tasarım dayanımı çapraz elemanın nominal basınç dayanımına $(F_{cr} A_g)$ en azından eşit olan birleşimlerde bu koşullun sağlanmaması kabul edilmektedir.

4.1.2.(d). Düğüm Levhaları : Düğüm levhalarının tasarımında burkulma hesaba katılacaktır.

4.1.3. Çapraz Şekilleri İçin Özel Gereksinimler

4.1.3.(a). V - Şeklindeki ve Ters V - Şeklindeki Çapraz Elemanlar : V - şeklindeki ve ters V - şeklindeki çaprazlı çerçevelerde aşağıdaki koşullar sağlanacaktır :

1. Çapraz elemanların tasarım dayanımı, LRFD şartnamesinde bulunan yük birleşimleri A4-5 ve A4-6 (bkz. ek C) kullanılarak bulunan gerekli dayanımın en azından 1.5 katı olacaktır.
2. Çapraz elemanlarla kesişen kiriş kolonlar arasında sürekli olacaktır.
3. Kiriş, çapraz elemanlar ile kiriş birleşim noktasında çapraz elemanın olmadığı kabulüyle, LRFD şartnamesinde bulunan yük birleşimleri A4-1, A4-2 ve A4-3'ten (bkz. ek C) alınan ölü ve hareketli yük birleşimleri altında oluşacak etkilere dayanacak şekilde tasarlanacaktır.
4. Kirişle çapraz elemanın kesişim noktasındaki kirişin üst ve alt başlıkları nominal kiriş başlık dayanımının $(F_y b_f t_f)$ 2%'si olan yanal kuvvete karşılayacak şekilde tasarlanacaktır.

Açıklama: Çapraz elemanın V - şeklindeki veya ters V - şeklindeki biçimlerinde sismik tasarım kuvveti için kullanılan arttırma çarpanı 1,5, önceki bölümlerden alınmıştır. Arttırılan tasarım kuvveti genel olarak çapraz elemanın burkulma sonrası deformasyonlarını sınırlandıracak olmasına rağmen, çalışmalar çapraz eleman burkulmasının tercihen orta seviyedeki kat ötelemelerinde oluştuğunu, ötelemeler

arttarken kirişlerin kesişme noktalarında epeyce büyük dengesiz kuvvetlerin oluştuğunu gösterilmiştir (Hassan ve Goel, 1991; Tang ve Goel, 1989) [3].

4.1.3.(b). K – Şeklindeki Çapraz Elemanlar : Bölüm 4.1.4’te belirtilen sistemler dışında binalarda K – şeklindeki çapraz elemanların kullanılmasına izin verilmez.

Açıklama: Depremselliği yüksek bölgelerde güçlü yer hareketleri elastik-dışı davranışa neden olabilir, K – şeklindeki çapraz elemanların kullanıldığı süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler sismik dayanım için tercih edilen sistemler değildirler. K – şeklindeki çapraz elemanların burkulma ve çekme akması kolonlarda dengesiz bir yatay kuvvet yaratır, potansiyel olarak bu da V veya ters V - şeklindeki çapraz elemanlı süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçevelerde kirişte oluşan dengesiz kuvvete benzer olandan daha ciddi sorunlara götürür. Sismik tasarım sınıflarında A, B ve C olarak sınıflandırılan binalarda, K-çapraz elemanlara süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçevelerde $R = 3$ olmak şartıyla izin verilir, yine de diğer çapraz sistemler pratik olarak uygulanamaz değilse K – şeklindeki çapraz elemanlar sismik dayanım için kullanılmaması tavsiye edilmektedir.

4.1.4. Yüksek Olmayan Binalar : Eleman ve birleşimlerde gereken dayanımın belirlenmesinde yük birleşimleri 4-1 ve 4-2 (bkz. ek B) kullanıldığında, süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler için çatı yapıları ve iki katlı veya daha az yükseklikteki binalarda süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler için bu bölümde verilen özel koşullar yerine getirilmeksizin tasarım yapılmasına izin verilir.

Açıklama: Eğer yapı arttırılmış deprem yük birleşimleri 4-1 ve 4-2’yi karşılayabilecek dayanıma sahipse, alçak ve az önemli binalar için süneklik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler için verilen kurallardan vazgeçilebilir.

4.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeve Sistemleri

4.2.1. Çapraz Elemanlar

4.2.1.(a). Narinlik : Çapraz elemanlar $Kl/r \leq 5.87\sqrt{E_s/F_y}$ eşitliğini sağlayacaktır.

Açıklama : Sünellik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler için verilen daha küçük bir değer olan $4.23 \sqrt{E_s / F_y}$ değeri çapraz elemanların sünelik davranış için tasarımı yapıldığında önenli değildir. (Kl/r) narinlik sınırı sünellik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için $5.87 \sqrt{E_s / F_y}$ değerine arttırılmıştır. Tang ve Goel (1989) ve de Goel ve Lee (1992) [3] göstermiştir ki; narinlik oranının arttırılmasıyla birlikte çapraz elemanın burkulma-sonrası tersinir yük altında kırılma ömrü çoğunlukla azalmaktadır. Narinlik için bu sınır değer basınç dayanımını uygun seviyede tutmak için bir üst olarak verilmiştir.

4.2.1.(b). Gerekli Basınç Dayanımı : Çapraz elemanın eksenel basınç altında gerekli dayanımı $\phi_c P_n$ değerini aşmayacaktır.

Açıklama: Sünellik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için sünelik davranış koşulları sağlandığında, merkezi çaprazlı çerçevelerin depreme ilişkin davranışlarında sünellik düzeyi normal merkezi çaprazlı çerçeveler için verilen çapraz eleman dayanımı azaltma çarpanı 0,8 değerinin küçük bir etkisi vardır.

4.2.1.(c). Genişlik-Kalınlık Oranı : Çapraz elemanların basınç elemanlarının genişlik-kalınlık oranları LRFD şartnamesi **Tablo B5.1**'de (bkz. ek A) verilen koşulları sağlamalıdır.

1. Çapraz eleman enkesitleri kompakt olacaktır (yani $\lambda < \lambda_p$). Korniyerlerin genişlik-kalınlık oranı $14,2 / \sqrt{F_y}$ değerini aşmayacaktır.
2. Daire enkesitli boru kesitler rijitleştirilmedikçe, bu enkesitlerde dış çap – et kalınlığı oranı $679 / F_y$ değerini aşmayacaktır.
3. Dikdörtgen kutu enkesitli çapraz elemanlar rijitleştirilmedikçe, bu enkesitler için dış genişlik – et kalınlığı oranı $30 / \sqrt{F_y}$ değerini aşmayacaktır.

Açıklama: Buradaki koşullar kompakt kesitler için plastik tersinir yüklemeler esnasında yerel burkulma ve sonradan ortaya çıkan çatlama gibi etkilerin en aza indirilmesi amacıyla çapraz elemanların basınç altındaki genişlik-kalınlık oranlarını azaltmak içindir. Deneyler göstermiştir ki, bu yetersizlik biçimi özellikle genişlik-kalınlık oranı önerilen sınırlardan (Hassan ve Goel, 1991; Tang ve Goel, 1989) [3] daha büyük olan dikdörtgen kutu kesitlerde olmaktadır.

4.2.1.(d). Yapma kesitler : Bağ levhaları arasındaki özel elemanların narinlik oranı l/r , yapma enkesitin etkin narinlik oranının 0.4 katını aşmayacak şekilde bağ levhalarının aralıkları oluşturulacaktır.

Bağ levhalarının toplam tasarım kesme dayanımı, her bir elemanın tasarım çekme dayanımına en azından eşit olacaktır. Bağ levhalarının aralıkları eşit olacak ve en az iki bağ levhası kullanılacaktır. Bulonlu bağ levhaları çapraz elemanın uzunluğunun tam ortasındaki dörtte birlik ($1/4$) kısmı içerisine yerleştirilmeyecektir.

Ancak, çapraz elemanların bağ levhalarında kesme oluşturmada burkulacağı durumlarda; bağ levhaları arasındaki özel elemanların narinlik oranı l/r , yapma enkesitin etkin narinlik oranının 0,75 katını aşmayacak şekilde bağ levhalarının aralıkları belirlenmelidir.

Açıklama: Süneklik düzeyi normal çerçeveler için verilen koşullara göre süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin yapma enkesitli çapraz elemanlar için, daha yakın bağ levhaları aralıkları ve daha yüksek bağ levhası dayanımı sağlayan koşullar (Aslani ve Goel, 1991; Xu ve Goel, 1990) [3] verilmiştir. Bu koşullar çapraz elemanların tekil olarak bağ levhasının bulunduğu noktalar arasında eğilmesini ve bundan dolayı çapraz elemanın vakitsiz çatlamasını sınırlamak için tasarlandı. Burkulmanın bağ levhalarında kaymaya neden olmaması durumunda istisna olarak geniş aralıklara izin verilir. Bulon deliklerinin varlığıyla bu bölgede burkulma-sonrasında plastik mafsalların oluşmasıyla vakitsiz çatlama olacağından dolayı bulonlu bağ levhaları çapraz eleman uzunluğunun dörtte birlik ($1/4$) kısmı içerisinde yerleştirilmesine izin verilmez.

4.2.2. Çapraz Eleman Birleşimleri

4.2.2.(a). Gerekli Dayanım : Çapraz elemanların birleşimleri aşağıda tanımlanan yüklerin en küçüğünü taşıyabilecek dayanıma sahip olmalıdır:

- a. R_y, F_y, A_g olarak belirlenen çapraz elemanın nominal eksenel çekme dayanımı,
- b. Statik hesaplarda bulunan sistem tarafından çapraz elemana aktarılan kuvvetlerin büyüğü.

Açıklama: Merkezi çaprazlı çerçevelerde çapraz elemanlar, sismik kat kesme kuvvetlerinin genelde büyük bir kısmını taşırlar. Çapraz elemanların birleşimlerinin

gereken dayanımı, düzlem-dışı düğüm nokta levhası burkulmasının veya birleşimlerin gevrek kırılmasının kritik göçme mekanizması oluşturmadığı yeterlilikte olmalıdır.

Eğer hem çapraz eleman birleşimi hem de kirişle kolon birleşimi çaprazlı sisteminin bir parçasıysa, iki kriterden (yani çapraz elemanın beklenen nominal eksenel çekme dayanımı ve sistemin tümüyle oluşturulan en büyük kuvvet) küçük olanı hem çapraz elemanın birleşimi hem de kirişle kolon birleşiminde gereken dayanımı belirler. İlk kritere eklenen R_y , eleman malzemesinin dayanım ötesi davranışını göz önüne almak içindir.

4.2.2.(b). Çekme Dayanımı : Çapraz elemanların ve onların birleşimlerinin tasarım çekme dayanımı; etkili net kesitte çekme yırtılması dayanımı ve blok kayma yırtılması dayanımı sınır durumularını esas alır, bu dayanım bölüm 4.2.2.a'da hesaplanan gerekli çapraz eleman dayanımına en azından eşit olacaktır.

Açıklama: Önceki koşullar yalnızca bulonlu birleşimlerdeki net kesitleri gözönüne alır. Bu koşul birleşimlerdeki her çeşit potansiyel yerel yetersizlikleri göz önüne almak için geliştirilmiştir.

4.2.2.(c). Eğilme Dayanımı : Statik hesap sonucunda belirlenen çapraz elemanın burkulacağı yönde; birleşimin tasarım eğilme dayanımı, çapraz elemanın kritik burkulma ekseninde beklenen nominal eğilme dayanımına $(1.1R_y M_p)$ eşit veya daha büyük olacaktır.

İstisna olarak, bölüm 4.2.2.(b)'deki şartları sağlayan, çapraz elemanın burkulma-sonrası şekildeğiştirmeleriyle birlikte plastik dönmelerin oluşabildiği ve tasarım dayanımı çapraz elemanın nominal basınç dayanımına $(F_{cr} A_g)$ en azından eşit olan birleşimlerde bu koşul ihmal edilir.

Açıklama: Çapraz elemanın uç birleşimlerinin rijit olması durumunda mafsallı olması durumuna göre daha fazla enerji tüketirler, çünkü burkulma için çapraz elemanda üç plastik mafsal oluşumu gerekir. Bununla birlikte, uç birleşimlerinin çapraz elemanın burkulma deformasyonlarıyla oluşabilen dönmelere rağmen kabul edilebilir performans için yeterli dayanımı korudukları gösterilmiştir. Bir düğüm levhalı birleşimin kullanıldığı deneyler göstermiştir ki; kiriş, kolon veya diğer çapraz elemanların mesnetlendiği düğüm levhasının eğilme ekseninden çapraz elemanın ucu

düğüm levhası kalınlığının en azından iki katı kadar uzakta mesnetlenmesi koşuluyla dönmelerin oluşması sağlanabilir (Astaneh ve diğerleri, 1986) [3]. Bu durum **Şekil 2.8**'de ve sağlanan histerik davranış **Şekil 2.3**'te gösterilmiştir.

Bir ekseninde ankastre uçlu birleşimlerin diğer ekseninde mafsallı birleşimler kullanıldığı birleşimlerde, kritik burkulma eksenini belirlenirken ankastrelik etkileri düşünülmelidir.

4.2.2.(d). Düğüm Levhaları : Düğüm levhalarının tasarımında burkulma hesaba katılacaktır.

4.2.3. Özel Çapraz Eleman Biçimleri İçin Özel Koşullar

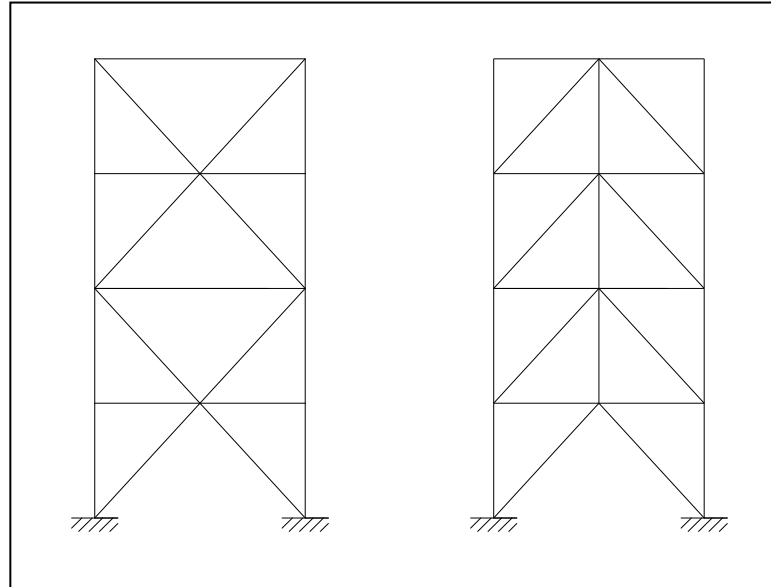
4.2.3.(a). V - Şeklindeki ve Ters V – Şeklindeki Çapraz Elemanlar : V – şeklindeki ve ters V - şeklindeki çaprazlı çerçevelerde aşağıdaki koşullar sağlanmalıdır :

1. Çapraz elemanların birleştiği kirişler kolonlar arasında sürekli olacaktır.
2. Çapraz elemanlar kirişe alttan birleşirse, çapraz elemanın olmadığı kabulüyle LRFD şartnamesinde verilen A4-1, A4-2 ve A4-3 (bkz. ek C) yük birleşimlerine göre ölü ve hareketli yüklerden gelecek etkilere dayanacak şekilde tasarlanacaktır.
3. Çapraz elemanlarla kesişen kiriş, LRFD şartnamesinde bulunan yük birleşimleri A4-5 ve A4-6'da (bkz. ek C) E yerine Q_b yükünün kullanılmasıyla oluşacak etkilere dayanacak şekilde tasarlanacaktır. Q_b çapraz elemanlardan kirişe etkileyen en büyük dengesiz düşey yüküdür. Bu yük etkisi, çekme altındaki çapraz elemanda P_y çekme kuvvetinin ve basınç altındaki çapraz elemanda $\phi_c P_n$ kuvvetinin 0.3 katının olduğu kabul edilerek hesaplanacaktır.
4. Kirişle çapraz elemanın kesişim noktasındaki kirişin üst ve alt başlıklarında, $(F_y b_f t_{bf})$ olarak hesaplanan nominal kiriş başlık dayanımının 2%'si olan yanal kuvveti karşılayacak şekilde yanal mesnet teşkil edilecektir.

Not: 2 ve 3 koşullarının tek katlı binalarda ve binaların en üst katlarında yerine getirilmesine gerek yoktur.

Açıklama: V veya ters V – şeklindeki çaprazlı çerçevelerde, çapraz elemanların her iki ucu da kiriş-kolon düğüm noktasına birleşen çaprazlı çerçevelerden ayrılan bir

sorun ortaya çıkar. Sürekli yanal deplasmanda basınç etkisindeki çapraz eleman burkulurken, bu elemandaki kuvvet azalır, bu sırada çekme altındaki çapraz eleman akma noktasına kadar artan kuvveti taşımaya devam eder. Bu olay kiriş üzerindeki düğüm noktasında dengesiz düşey kuvvet yaratır. Çerçevenin yanal dayanımındaki istenmeyen kötüleşmeden korunmak için süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için verilen koşullar, kirişin bu önemli burkulma-sonrası oluşacak kuvvetin (dengesiz kuvvet) özağırlık yükleriyle olan birleşimine karşı yeterli dayanıma sahip olmasını sağlar. Tipik çapraz elemanlarda burkulma-sonrası basınç dayanımının önceki basınç dayanımının 30% kadarı olduğu deneylerle gösterilmiştir (Hassan ve Goel, 1991) [3]. Bu en büyük basınç kuvvetidir ve bitişikteki çekme elemanının tam olarak akmaya ulaştığında taşıyabileceği kuvvetle beraber gözönüne alınmalıdır. Bu dengesiz kuvvetin olumsuz etkisi, iki kattaki V ve ters V – şeklindeki çaprazlı elemanlarla bu katlarda X – şeklinde çaprazlı elemanlar oluşturulması veya iki kat arasındaki çapraz elemanlar ile kirişin birleştiği düğüm noktaları arasına dikme yerleştirilmesi ile azaltılabilir (Khatib ve diğerleri, 1988) [3]. Bu teşkiller Şekil 4.1’de görülmektedir. Çapraz elemanı ile kiriş kesişimindeki yanal destek koşulu, kirişin olası yanal-burulmalı burkulmasının olumsuz etkilerinden korunmak için gereklidir.



Şekil 4.1 : Dengesiz Kuvvet Etkisinin Giderilmesi [3]

Bölüm 4.2.3.(a)'daki 1. ve 2. koşullarda, çapraz elemanların yük taşıma kapasitelerinin sona erdiği durumda kirişin düşey yükleri taşıyabilmesi için sahip olması gereken en düşük dayanım için verilmiştir.

Bölüm 4.2.3.(a)'daki 3. ve 4. koşullarda, aşırı kiriş deformasyonlarının can güvenliği açısından döşemelerdeki kadar önemli olmayacağı tek katlı yapılardaki ve çatı katlarındaki kiriş dayanımlarında uygulanmasına gerek yoktur.

4.2.3.(b). K - Şeklindeki Çapraz Elemanlar : Süneklik düzeyi yüksek sistemler olarak tasarlanan çerçevelerde, K – şeklindeki çaprazlı sistemlerin kullanılmasına izin verilmez.

Açıklama: K – şeklindeki çaprazlı sistemin merkezi çaprazlı çerçevelerde genel olarak kullanılması istenmez ve süneklik düzeyi yüksek sistemler için tümüyle yasaklanmıştır, çünkü kolonlara çapraz elemanlardan gelebilecek dengesiz yanal kuvvetler kolonun göçmesine neden olabilir.

4.2.4. Kolonlar

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve sistemlerindeki kolonlar aşağıdaki koşulları sağlayacaktır :

4.2.4.(a). Genişlik-Kalınlık Oranları : Kolonların rijitleştirilmiş veya rijitleştirilmemiş basınç elemanlarının genişlik-kalınlık oranları bölüm 4.2.1.(c)'de çapraz elemanlar için verilen koşulları sağlayacaktır.

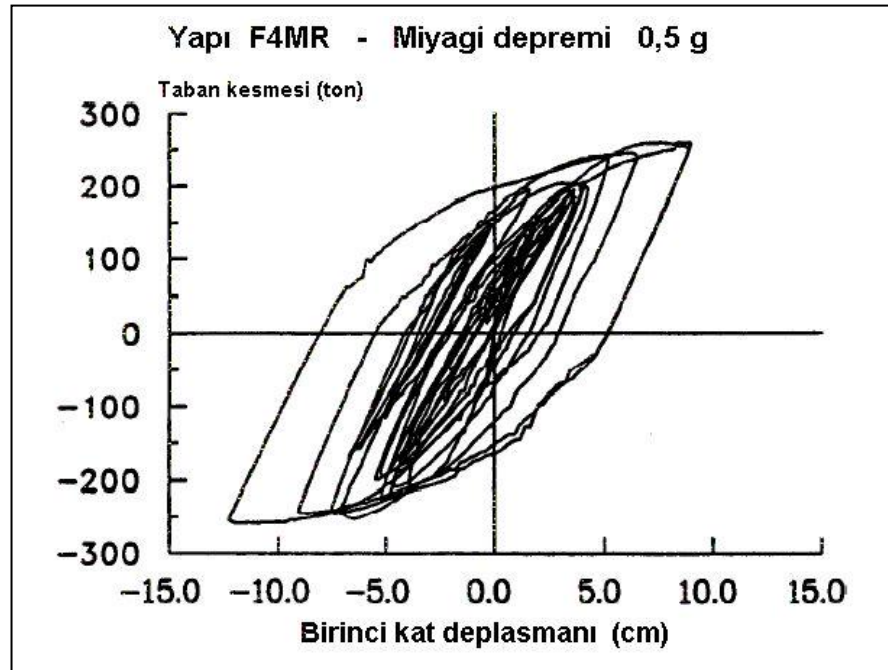
4.2.4.(b). Ekler : Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve sistemlerindeki kolonların ekleri, eklenen eleman enkesitlerinin nominal kesme dayanımlarının küçüğüne ve nominal eğilme dayanımlarının küçüğünün 50%'sine en azından dayanacak şekilde tasarlanmalıdır. Ekler temiz kolon yüksekliğinin tam ortadaki üçte birlik bölümünde yapılacaktır.

Açıklama : Büyük bir deprem esnasında merkezi çaprazlı çerçevelerdeki kolonlar, çapraz elemanların akması ve burkulmasından sonra elastik sınır dışında önemli eğilme etkileri altında kalabilir. Elastik tasarım yöntemi kullanılırken tasarım sürecinde eğilme dayanımları kullanılmadıysa bile süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevenin büyük tersinir yüklemeler altındaki deformasyonları sırasında kolonların yanal dayanımlarını sürdürmesi için uygun kompakt kesit, kesme ve

eğilme dayanımına sahip olması gerekir. İkili sistemin bir parçası olmayan süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler üzerinde yapılmış analitik çalışmalar, kolonların kat kesme kuvvetinin 40%'ına kadar olan kısmını taşıyabileceğini göstermiştir (Tang ve Goel, 1987; Hassan ve Goel, 1991) [3]. Kolonlar ikili sistemde hem süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve hem de süneklik düzeyi yüksek çerçeve için ortaksa, kat kesmelerine olan katılımları 50%'ye kadar artar. Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve sistemlerinin bu özelliği, genel olarak çapraz elemanların davranışıyla karşılaştırıldığında, çerçevede çevrimlerin tamamlanmasına büyük yardımı olduğu gösterilmiştir (Hassan ve Goel, 1991; Black et al., 1980) [3] (bkz. Şekil 4.2).

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve sistemlerindeki kolon ekleri için verilen kesmeye ait koşullar süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeveler için verilenlere göre daha sınırlayıcıdır.

Yüksek olmayan binalar için süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve sistemleri için verilen koşullardan vazgeçilmemelidir, çünkü R değeri burada verilen detaylandırma kurallarıyla uygun kullanılmaktadır.



Şekil 4.2 : Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçevede Taban Kesmesine Karşı Gelen Kat Ötelemesi [3]

4.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveler

4.3.1. Bağlantı Kirişleri

4.3.1.(a). Bağlantı kirişi enkesitlerinin genişlik/kalınlık oranı $14,2/\sqrt{F_y}$ değerini aşmayacaktır.

4.3.1.(b). Bağlantı kirişlerinde kullanılan sünek davranışı bilinen çeliğin belirtilen en düşük akma gerilmesi 360 kN/mm^2 değerini aşmayacaktır.

4.3.1.(c). Bağlantı kirişi gövdesinde kalınlığı arttırmak için takviye levhası kullanılmayacak, gövde tek levhadan oluşacaktır.

Açıklama: Gövde takviyesi plastik deformasyonlara tasarlandığı gibi tam olarak katılmadığından, bağlantı kirişi gövdesinde çift levhalı levha ile takviye yapılarak kalınlık arttırılmasına izin verilmez. Ek olarak bağlantı kirişi gövdesinin istenen akmasını olumsuz bir şekilde etkilediğinden, bağlantı kirişi içinde kiriş gövde penetrasyonuna izin verilmez.

4.3.1.(d). Bölüm 4.3.1.(f)'deki sınırlandırma hariç; bağlantı kirişinin gerekli kesme dayanımı V_u , bağlantı kirişi tasarım kesme dayanımı ϕV_n değerini aşmayacaktır. Burada, V_n ; V_p veya $2M_p/e$ değerlerinden küçüğüne eşit olan bağlantı kirişi nominal kesme dayanımıdır.

$$V_p = 0.60 F_y (d - 2t_f) t_w$$

$$\phi = 0.9$$

$$e = \text{bağlantı kirişi boyu}$$

Açıklama: Bağlantı kirişi tasarım kesme dayanımı ϕV_n , kesme akmasından veya plastik uç momentlerinin statik dengesinden bulunan değerlerin küçük olanıdır. Bu tasarım kesme dayanımı, LRFD şartnamesi yük birleşimleri A4-5 veya A4-6'dan (bkz. ek C) belirlenen gereken kesme dayanımından büyük veya eşit olmalıdır.

4.3.1.(e). Eğer bağlantı kirişinin gereken aksenal dayanım P_u , $0.15P_y$ değerine ($P_y = F_y A_g$) eşit veya bu değerden küçükse, bağlantı kirişindeki aksenal kuvvetin tasarım kesme dayanımına olan etkisi gözönüne alınmaz.

Açıklama: Eğer bağlantı kirişi için gereken eksenel dayanım bağlantı kirişinin nominal akma dayanımı olan P_y değerinin 15%'ini aşmıyorsa, bağlantı kirişindeki eksenel kuvvet ihmal edilebilir. Çapraz elemandaki kuvvetin yatay bileşeni bağlantı kirişi dışındaki kiriş parçasına aktarıldığından, genellikle bağlantı kirişi eksenel yükü önemsizdir. Yine de bağlantı kirişinde büyük eksenel kuvvet oluşturabilecek çerçeve sistemleri tasarlandığında, bağlantı kirişinde ilave çapraz elemanlar veya farklı dışmerkez çaprazlı sistem kullanımı, bölüm 4.3.1.(f)'deki ilave koşulların uygulanması, tasarım kesme dayanımı ve bağlantı kirişi uzunluğunda azaltma gibi önlemlerle kararlı akma davranışı elde edilir.

4.3.1.(f). Eğer bağlantı kirişinde gerekli eksenel dayanım P_u , $0.15P_y$ değerini aşarsa, aşağıdaki ilave koşullar sağlanacaktır:

1. Bağlantı kirişi tasarım kesme dayanımı ϕV_{pa} veya $2\phi M_{pa}/e$ değerlerinden küçüğüne eşit alınacaktır. Burada :

$$\phi = 0.9$$

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2} \quad (4.1)$$

$$M_{pa} = 1.18M_p [1 - (P_u/P_y)] \quad (4.2)$$

2. Bağlantı kirişinin boyu aşağıdaki 2 değeri geçmeyecektir :

$$\rho' (A_w/A_g) \geq 0.3 \text{ olduğunda } [1.15 - 0.5 \rho' (A_w/A_g)] 1.6M_p/V_p \quad (4.3)$$

veya

$$\rho' (A_w/A_g) < 0.3 \text{ olduğunda } 1.6M_p/V_p \quad (4.4)$$

Burada :

$$A_w = (d_b - 2t_f) t_w$$

$$\rho' = P_u/V_u$$

4.3.1.(g). Bağlantı kirişi dönme açısı, toplam kat ötelemesi tasarım kat ötelemesine eşit olduğunda, bağlantı kirişi ile bağlantı kirişi dışındaki kiriş parçası arasındaki plastik açıdır. Bağlantı kirişi dönme açısı aşağıdaki değerleri aşmayacaktır :

- a. $1,6M_p/V_p$ veya daha küçük uzunluktaki bağlantı kirişleri için 0,08 radyan.
- b. $2,6M_p/V_p$ veya daha büyük uzunluktaki bağlantı kirişleri için 0,02 radyan.
- c. Bağlantı kirişi uzunluğunun $1,6M_p/V_p$ ile $2,6M_p/V_p$ arasında olması durumunda açının değeri için enterpolasyon yapılacaktır.

Açıklama: Bağlantı kirişi dönme açısı sınırları, çerçeve deformasyonlarına izin veren dönme kapasitesini sağlamak için kesme bağlantı kirişleri için 8% ve eğilme bağlantı kirişleri için 2% olarak deney sonuçlarından elde edilmiştir.

Bağlantı kirişinin plastik dönme kapasitesi, **Şekil 4.3**'te çeşitli dışmerkez çaprazlı çerçeve biçimlerinde gösterildiği gibi dışmerkez çaprazlı çerçeve açıklığında göçmenin rijit-plastik mekanizma kabulüyle olacağının düşünülürse güvenli tarafta kalarak hesaplanabilir. Plastik dönme açısı, $\Delta_p = \Delta_d - \Delta_e$ kat ötelemesini kullanarak hesaplanır, burada Δ_e elastik kat ötelemesi sıfıra eşit alınabilir. Geometriden yararlanılırsa, θ_p plastik kat ötelenmesi açısı Δ_p/h olur. Diğer bir seçenek olarak da bağlantı kirişi plastik dönme açısı nonlinear elastik-plastik analizle daha kesin olarak belirlenebilir.

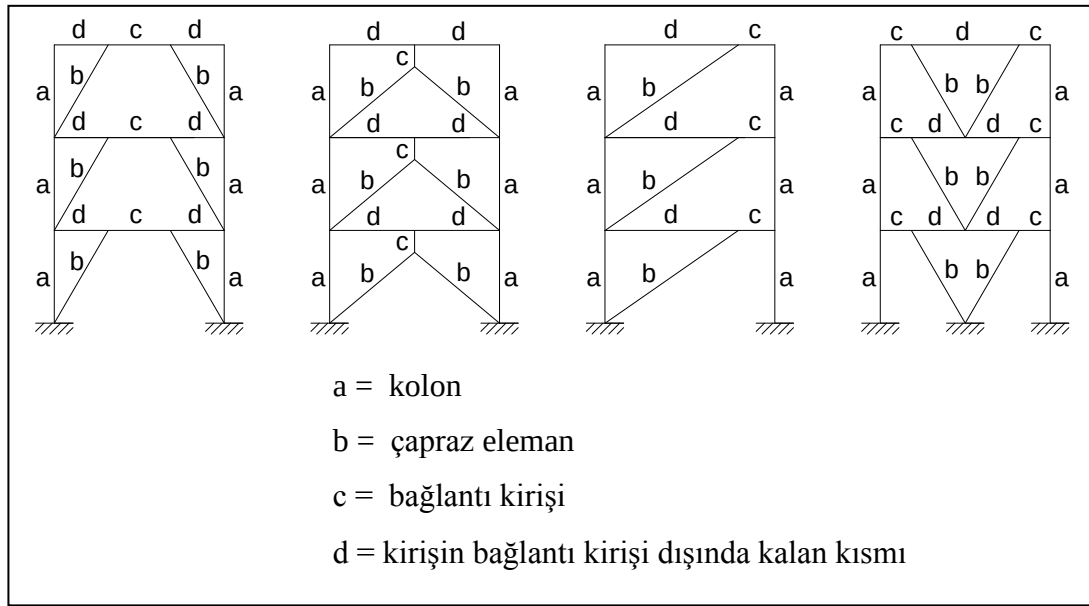
Ters-Y-tipi dışmerkez çaprazlı çerçeve için, bağlantı kirişli dönme açısı sözlük anlamı açısından teknik olarak uygun değildir (bkz **Şekil 4.3**). Daha öncede belirtildiği gibi, bağlantı kirişinin her iki ucu yanal olarak desteklenmiş olmalıdır.

Seçilen bağlantı kirişi uzunluğu $1,6M_p/V_p$ değerinden büyük değilse, plastik davranışta kesme akması etkin olacaktır. Eğer bağlantı kirişi uzunluğu $2,6M_p/V_p$ değerinden büyük seçilmişse plastik davranışta eğilme akması etkin olacaktır. Eğer bağlantı kirişi uzunluğu bu iki değer arasında kalıyorsa plastik davranış kesme ve eğilme akmasının birleşimiyle oluşur ve enterpolasyon kullanılarak uygun sınır belirlenir.

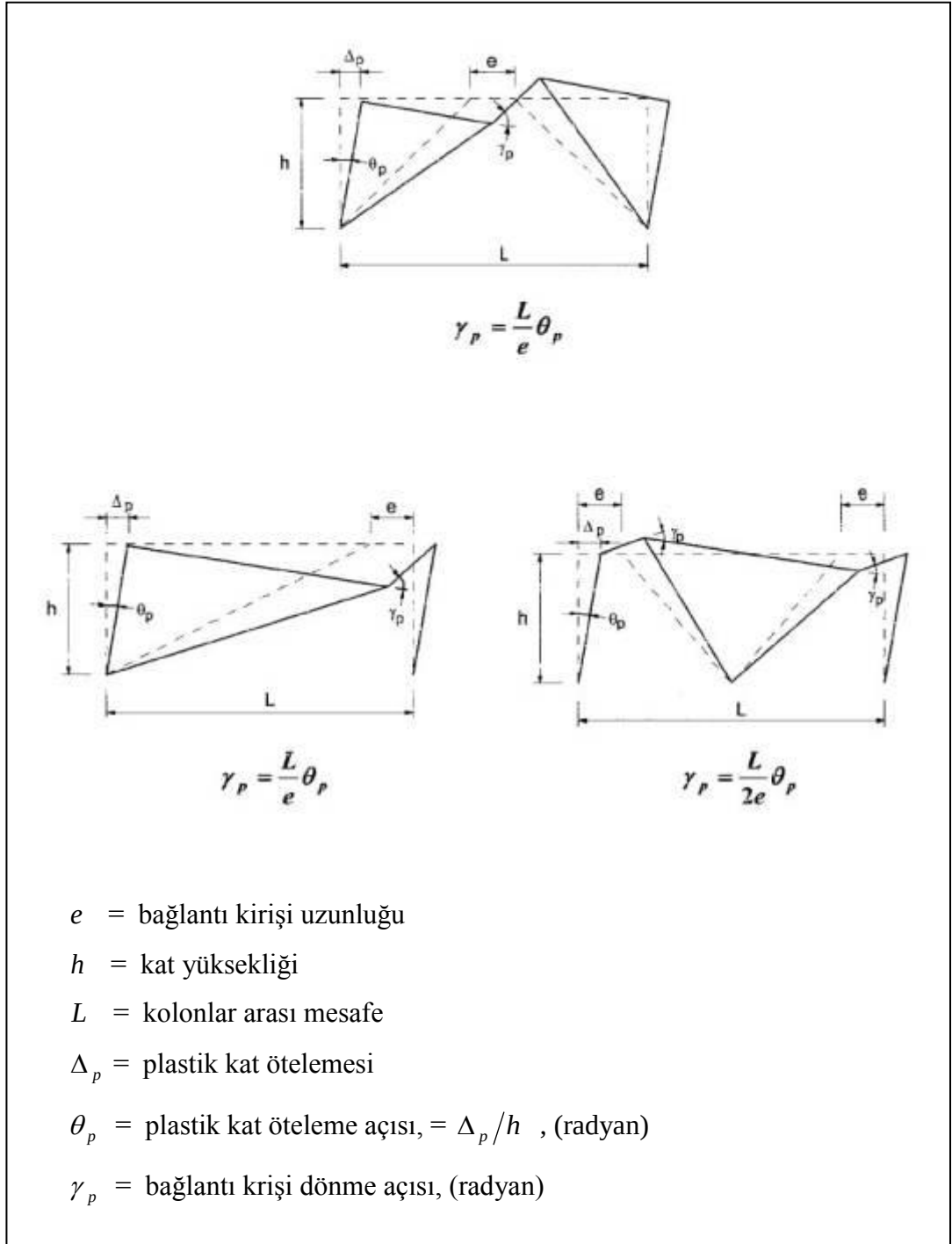
En büyük plastik deformasyonun genellikle ilk kattaki bağlantı kirişlerinde olduğu deneylerle (Whittaker ve diğerleri, 1987; Foutch, 1989) [3] ve analitik olarak (Popov

ve diğerleri, 1989) [3] gösterilmiştir. Aşırı bir durumda bu olay yumuşak kat oluşturacak şekilde sonuçlanabilir. Plastik bağlantı kirişi dönmeleri üst katlarda azalma ve artan çerçeve periyoduyla yine azalma eğilimindedir. Bu nedenle şiddetli depremler için uygulamalarda bağlantı kirişlerine ilk 2 veya 3 katta güvenli tasarım önerir. Bu güvenli tasarıma bu katlardaki bağlantı kirişlerinin en düşük tasarım kesme dayanımını bölüm **4.3.1.(d)**'de belirtilenden 10% arttırılarak ulaşılabilir. Diğer seçenek olarak da alttaki bazı katlarda bağlantı kirişi uçlarına düşey elemanlar yerleştirilerek daha büyük güvenlik derecesi sağlanabilir.

Kiriş – kolon – çapraz eleman birleşimlerinin basit birleşim olarak tasarlandığı, **Şekil 4.3**'te gösterilen çerçeve sistemlerinin kullanılması yararlı olabilir. Bu tip çerçevelerde bağlantı kirişi başlıklarında kaynaktan kaçınılmalıdır, ancak gereken dayanımın sağlanmasına kesinlikle dikkat etmek gerekir.



Şekil 4.3 : Genel Tipleriyle Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveler [3]



Şekil 4.4 : Bağlantı Kirişi Dönme Açısı [3]

4.3.2. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricileri:

4.3.2.(a). Gövde rijitleştiricileri tam derinlikli olarak, bağlantı kirişinde çapraz elemanların uçlarının bağlandığı noktadaki bağlantı kirişi gövdesinin her iki tarafına

konacaktır. Bu rijitleştiricilerin, toplam genişliği en az $(b_f - 2t_w)$ ve kalınlığı da en azından $0.75t_w$ veya $3/8$ in. ($= 0,95$ cm) değerlerinden büyük olanı olacaktır. Burada b_f bağlantı kirişinin başlık genişliği, t_w de bağlantı kirişi gövde kalınlığıdır.

Açıklama: Uygun bir biçimde detaylandırılmış ve mesnetlenmiş bağlantı kirişi gövdesi şiddetli tersinir yükleme altında kararlı, sünek ve tahmin edilebilir bir davranış sağlayabilir. Bağlantı kirişinin tasarımında, bağlantı kirişi gövde kalınlığı ve rijitleştiricilerin detaylandırılmasına özen gösterilmesi gerekir.

Bağlantı kirişi uçlarında kirişin tam derinliğinde rijitleştiriciler gerekir ve bağlantı kirişi gövdesini burkulmaya karşı engellediği gibi, bağlantı kirişi kesme kuvvetlerinin mesnetlere iletilmesini sağlarlar.

4.3.2.(b). Bağlantı kirişleri ve gövde ara rijitleştiricileri aşağıda verilen koşulları sağlayacaktır :

1. Bağlantı kirişi boyu $1,6M_p/V_p$ veya daha kısaysa; gövde ara rijitleştiricilerinin aralıkları $(30t_w - d/5)$ değerini aşmıyorsa en fazla $0,08$ radyanlık bağlantı kirişi dönme açısına veya $(52t_w - d/5)$ değerini aşmıyorsa en fazla $0,02$ radyanlık bağlantı kirişi dönme açısına sahip olacaktır. $0,08$ ile $0,02$ radyan arasındaki değerler için interpolasyon kullanılacaktır.
2. Bağlantı kirişiboyu $2,6M_p/V_p$ değerinden büyük ve $5M_p/V_p$ değerinden küçükse gövde ara rijitleştiricilerinin bağlantı kirişinin her iki ucundan $1,5b_f$ mesafesiyle yerleştirilmesi sağlanacaktır.
3. Bağlantı kirişi boyu $1,6M_p/V_p$ ile $2,6M_p/V_p$ değerleri arasındaysa gövde ara rijitleştiricileri yukarıda 1 ve 2’de verilen koşulları sağlayacaktır.
4. Bağlantı kirişinin boyunun $5M_p/V_p$ değerinden büyük olması durumunda gövde ara rijitleştiricilerine gerek yoktur.
5. Bağlantı kirişindeki gövde ara rijitleştiricileri tam derinlikli olacaktır. Derinliği 25 in. ($63,5$ cm)’ten küçük olan bağlantı kirişleri için rijitleştiricilerin bağlantı kirişi gövdesinin tek tarafında olması yeterlidir. Tek tarafta bulunan rijitleştiricinin kalınlığı en az t_w veya $3/8$ in. ($0,95$ cm) değerlerinden büyüğü olacaktır ve genişliği

de $(b_f/2) - t_w$ değerinden küçük olmayacaktır. Derinliği 25 in.(63,5 cm) veya daha fazla olan bağlantı kirişlerinde benzer ara rijitleştiricilere gövdenin her iki tarafında da ihtiyaç vardır.

Açıklama: Kesme bağlantı kirişlerinde gövde ara rijitleştiricilerinin en büyük aralığı bağlantı kirişi dönme açısına bağlıdır (Kasai ve Popov, 1986b) [3], dönme açısının artmasıyla gereken aralık daralır. Boyu $2,6M_p/V_p$ değerinden büyük fakat $5M_p/V_p$ değerinden küçük olan kesme bağlantı kirişlerinde, başlığın yerel burkulmasını önlemek için ara rijitleştiricilerin bağlantı kirişi ucundan kiriş başlık genişliğinin 1,5 katı uzaklıkta yerleştirilmesi gerekir. Bağlantı kirişi uzunlukları kesme ve eğilme sınırları arasındaysa, hem kesme hem de eğilme bağlantı kirişleri için olan rijitleştirici gereksinimlerinin karşılanması gerekir. Bağlantı kirişi uzunluğu $5M_p/V_p$ değerini aştığında, bağlantı kirişi gövde ara rijitleştiricilerine gerek yoktur. Bağlantı kirişi gövde ara rijitleştiricilerinin, gövdenin kesme burkulmasını etkili bir biçimde karşılayabilmesi için tam derinlikli olması ve derinliği 25 in. veya daha büyük olan bağlantı kirişleri için gövdenin her iki tarafında kullanılması gerekir. Derinliği 25 in.(63,5 cm) değerinden az olan bağlantı kirişleri için rijitleştiriciler tek tarafta olmalıdır.

4.3.2.(c). Bağlantı kirişi rijitleştiricisinin bağlantı kirişi gövdesine köşe kaynakla birleşimi $F_y A_{st}$ kuvvetini karşılayabilecek uygun tasarım dayanımına sahip olacaktır, burada A_{st} rijitleştirici alanıdır. Rijitleştiriciyle başlıkları birbirine bağlayan köşe kaynak $A_{st} F_y / 4$ kuvvetini karşılayabilecek uygun tasarım dayanımına sahip olacaktır.

Açıklama: Tüm bağlantı kirişi rijitleştiricilerinin bağlantı kirişi gövdesi ve başlıklarına köşe kaynaklı bağlanması gerekir. Bağlantı kirişi gövdesine olan kaynakların tasarım dayanımının, hem gövde düzlemine hem de rijitleştirici düzlemine dik olan kesitte rijitleştiricinin nominal düşey çekme dayanımı veya rijitleştirici kesme akma dayanımından küçüğüne eşit olması gerekir. Bağlantı kirişi başlığına olan birleşimlerde benzer kuvvetler için tasarlanmalıdır.

4.3.3. Bağlantı Kirişi – Kolon Birleşimleri : Bağlantı kirişinin kolona olan birleşimlerinde aşağıdaki ilave koşullar sağlanacaktır:

4.3.3.(a). Bağlantı kirişi – kolon birleşim tasarımı, tasarım kat ötelemesi altında (Δ) hesaplanandan %20 daha büyük plastik dönme kapasitesi oluşturan tersinir yükleme altında yapılan deney sonuçlarına dayanacaktır.

4.3.3.(b). Bağlantı kirişi – kolon birleşiminde bağlantı kirişi ucundaki takviye, takviye uzunluğu boyunca kirişin akmasını engeller, bağlantı kirişinin takviyenin sonundan çapraz eleman birleşimine kadar kirişin bir parçası olmasına izin verilir. Bu bağlantı kirişlerinin kullanıldığı ve bağlantı kirişi uzunluğunun $1.6M_p/V_p$ değerini aşmadığı birleşimlerde, eğer takviyeli kesit ve birleşimin tasarım dayanımı bölüm 4.3.5.(a)'da verilen bağlantı kirişinin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan gerekli dayanımdan büyük veya bu dayanıma eşitse, dayanım için tersinir yükleme altında deney yapılmasına gerek yoktur. Bölüm 4.3.2.(a)'da belirtilen tam derinlikli rijitleştiriciler bağlantı kirişi ile takviye arasındaki yüzeye yerleştirilecektir.

Açıklama: Yapılan deneyler sonucunda uzun bağlantı kirişinin akma sonrası davranışında, düşük plastik şekildeştirmelerde ani kırılmaya götüren, bağlantı kirişi uçlarındaki büyük ve düzgün yayılı olmayan plastik eğilme şekildeştirmelerinin etkin olduğu görülmüştür. Ayrıca kısa bağlantı kirişlerinin akma sonrası davranışının uygun olduğu, bağlantı kirişi uçlarındaki plastik eğilme şekildeştirmelerinin en azından kısmen azalarak kesme akmasının etkin olduğu görülmüştür. Bu yüzden 1992 AISC Depreme İlişkin Kurallarda yapılan deneylere uygun olarak, bağlantı kirişinin kolona olan birleşimlerinde uzun bağlantı kirişlerinin kullanılması engellenmiştir. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bağlantı kirişinin kolonun zayıf eksenine olan birleşimleri sınırlandırılmıştır ve kesme etkisindeki bağlantı kirişinin kolona olan birleşimlerine de ilave sınırlamalar konmuştur.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bağlantı kirişi – kolon birleşimleri, moment aktaran çerçevelerin kiriş – kolon birleşimleri için verilen koşullara benzerdir. Birçok durumda gerekenler daha fazladır, çünkü plastik davranış kirişin küçük bir kısmıyla (bağlantı kirişi) sınırlıdır. 1994 Northridge depreminde moment birleşimlerindeki hasarlar sonucu yapılan deneyler şartnamede önemli değişikliklere neden oldu. Bu yüzden dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bağlantı kirişi – kolon birleşimi için koşullar iki temel seçenek için değiştirildi. İlk yöntem bağlantı kirişi – kolon birleşiminin

beklenen performansı, tasarım kat ötelemesinde hesaplanan dönme değerinden en az 20% daha büyük olursa kabul edilebilir. Diğer seçenek de kesme bağlantı kirişleri, bağlantı kirişi – kolon arasındaki geçiş bölgesinde plastik davranışı engellemek için düğüm levhaları veya başka uygun takviyeler sayesinde takviyeli birleşimlerle kolonlara bitişik olarak yerleştirilebilir. Yukarıdaki koşulları sağlamak yerine, dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bağlantı kirişi – kolon birleşimlerinden tümüyle kaçınarak biçimlendirilmelidir.

LRFD’de, bağlantı kirişi – kolon birleşiminde kolon panel bölgesi tasarım koşulları açıkça belirtmemektedir. Fakat, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeve sistemleri için olan panel bölgesi koşulları dışmerkez çaprazlı merkezi çerçevelerde sağlanmasıyla panel bölgesinin akma deformasyonları sınırlandırılacaktır.

4.3.4. Bağlantı Kirişi Yanal Mesneti

Bağlantı kirişinin hem alt hem üst başlığı bağlantı kirişinin her iki ucunda yanal olarak mesnetlenmelidir. Bağlantı kirişlerinin uç yanal mesnetlerinin tasarım dayanımı, bağlantı kirişi başlıklarının $R_y F_y b_f t_f$ olarak hesaplanan nominal dayanımının %6’sı kadar olacaktır.

Açıklama: Bağlantı kirişi uçlarında düzlem-dışı deplasman ve kıvrılmaya karşı kararlı plastik davranışı sağlamak için yanal destek gerekir. Bu tür bir yanal destek için gereken dayanım, fiziksel deneylerle belirlenmiş kiriş başlığının nominal dayanımının %6’sı kadardır. Tipik uygulamalarda, yalnız başına kompozit döşemeye bağlantı kirişi uçlarında gerekli yanal mesnet koşulları için güvenilemez ve kiriş enine doğru destekleme veya uygun başka bir seçenek önerilir.

4.3.5. Çapraz Eleman ve Bağlantı Kirişi Dışında Kalan Kiriş Parçası

4.3.5.(a). Çapraz elemanın gerekli birleşik eksenel ve eğilme dayanımı, bağlantı kirişinin nominal kesme dayanımının $R_y V_n$ değerinin %125 arttırılarak pekleşmenin hesaba katılmasıyla bulunan eksenel kuvvetler ve momentler olacaktır, burada V_n bölüm 4.3.1’de tanımlanmıştır.

Açıklama: Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevelerden farklı olarak, dışmerkez çaprazlı çerçevelerdeki çapraz elemanlar önemli eğilme momentleri etkisi altında kalabilir. Bu yüzden kiriş ve çapraz eleman birlikte genel olarak bölüm 4.3.5'te verilen koşulları sağlamak için kiriş – kolon birleşimi olarak tasarlanmalıdır.

Kirişin bağlantı kirişi dışında kalanı kısmında, bağlantı kirişinden dolayı oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momenti altında karalılığını sürdürebilmesi için bölüm 4.3.5.(d)'de istendiği gibi uygun yanal mesnet teşkil edilmelidir. Eğer kirişin kararlılığı için yanal mesnet mevcutsa, kirişin sınırlı akmasının dışmerkez çaprazlı çerçevelerin performansına zararlı olmadığı ve bazı dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemleri için kaçınılmaz olduğu deneylerle gösterilmiştir (Engelhardt ve Popov, 1989a) [3]. Bununla birlikte eksenel kuvvetin varlığıyla azalan kirişin ve çapraz elemanın birleşik eğilme dayanımı, bağlantı kirişi uç momentlerini karşılayabilecek uygunlukta olmalıdır.

Kiriş ve çapraz elemanlar arasında çok küçük açılı geometrileri olan dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemleri için ve/veya uzun bağlantı kirişine sahip dışmerkez çaprazlı çerçeveler için bölüm 4.3.5'te verilen koşulların sağlanabilmesi için çok büyük kesitli çapraz elemanlar ve sınır durumlarda kirişlere levha takviyesi veya yapma enkesitlerin kullanılması gerekebilir. Bu sonuçlardan kaçınmak için, dışmerkez çaprazlı çerçeveler için nispeten “kiriş / çapraz eleman” açıları yaklaşık olarak 40 dereceden büyük çapraz elemanlar ve kısa bağlantı kirişleri tercih edilir. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde kiriş ve çapraz elemanlar için bu konularda genel bir görüş Engelhardt ve Popov (1989a) tarafından sunulmaktadır ve daha fazla detay ise Engelhardt ve Popov (1989b) tarafından verilmektedir [3].

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde plastik deformasyonların asıl olarak bağlantı kirişlerinde oluşması istenir. Bu yüzden çapraz eleman ve kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmı; çeliğin dayanımının aşılması, pekleşmesi ve kompozit döşeme sistemlerinin etkileri dahil edilerek belirlenecek bağlantı kirişinde oluşabilen en büyük kuvvetleri taşıyabilecek şekilde tasarlanmalıdır. Dışmerkez çaprazlı çerçeveler ile ilgili araştırma sonuçlarında çapraz eleman ve kiriş için gerekli dayanımı hesaplamak için, 1,5 olan dayanım ötesi çarpanı genellikle bağlantı kirişi kesmesinin nominal dayanımına uygulanır. Bu çarpan olağan başlık kalınlıklı tipik kirişler üzerinde yapılan deneylerden ortaya çıkmıştır. Nispeten ince başlıklı bağlantı kirişi kesitlerinde bu çarpanın arttırılması gerekebilir.

Bu dayanım ötesi çarpanını kullanırken, çapraz eleman ve kiriş kısımları nominal dayanımlarına eşit olan yani $\phi=1$ alınarak bulunan tasarım dayanımlarıyla orantılıdır. 1,5 değerindeki dayanım ötesi çarpanı kiriş ve çapraz eleman için sınır yükleme durumunu temsil ettiğinden, uygun olarak düşünülmüştür (Engelhardt ve Popov, 1989b) [3]. Bölüm 4.3.5.(a)'da belirtildiği gibi diyagonal çapraz elemanın tasarım dayanımının, R_y değeriyle çarpılmış nominal bağlantı kirişi kesme dayanımının pekleşme için 25% arttırılmışı olan kuvvetten büyük olması gerekir. Bu da çapraz elemanda eksenel basınç için $\phi=0.85$ olunca, F_y 'de düşük değişkenlikli çelikler için etkili dayanım ötesi çarpanı ($R_y=1.1$ kabulüyle) $1.25(1.1)/0.85$ veya yaklaşık 1,6 ve ($R_y=1.5$ kabulüyle) yüksek değişkenlikli çelikler için yaklaşık 2,2 olur. Kirişte veya çapraz elemanda eğilme için $\phi=0.9$ olunca etkili dayanım ötesi çarpanı $1.25(1.1)/0.9$ veya yaklaşık 1,5 olur bu da F_y 'de düşük değişkenlikli çelikler için olan test kriterlerinde küçük bir azalmayı gösterir.

Bağlantı kirişi dayanım ötesi çarpanı $1.25R_y$ değerini esas alan çapraz elemanın gerekli dayanımı, bağlantı kirişinin kesme ve uç momentlerinin aşağıdaki değerleriyle oluşan kuvvetler kadar alınabilir :

$$\Rightarrow e \leq 2M_p/V_p \text{ ise } \text{bağlantı kirişi kesme kuvveti} = 1.25R_y V_n$$

$$\text{bağlantı kirişi uç momenti} = e(1.25R_y V_n)/2$$

$$\Rightarrow e > 2M_p/V_p \text{ ise } \text{bağlantı kirişi kesme kuvveti} = 2(1.25R_y M_n)/e$$

$$\text{bağlantı kirişi uç momenti} = 1.25R_y M_n$$

Yukarıdaki eşitlikler, bağlantı kirişi plastik olarak deforme olduğunda bağlantı kirişi uç momentlerinin eşit olacağı kabulünü esas alır. Uzunlukları $1.3M_p/V_p$ değerine eşit veya küçük olan kolona bitişik bağlantı kirişleri için plastik davranış esnasında bağlantı kirişi uç momentlerinin tam olarak eşit olmadığı deneylerle gösterilmiştir (Kasai ve Popov, 1986a) [3]. Bu durum için bağlantı kirişi kesme kuvveti ve uç momentleri şöyle alınabilir :

$$\text{Bağlantı kirişi kesme kuvveti} = 1.25 R_y V_n$$

$$\text{Kolondaki bağlantı kirişi uç momenti} = 0.8 (1.25 R_y M_n)$$

$$\text{Çapraz elemanda bağlantı kirişi uç momenti} = e (1.25 R_y V_n) - 0.8 M_n$$

Bağlantı kirişi kesme kuvveti çapraz elemanda eksenel kuvvet yaratır ve birçok dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemlerinde kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmı için büyük eksenel kuvvet oluşturur. Kiriş veya çapraz eleman eksenel kuvvetinin bağlantı kirişi kesme kuvvetine oranı ilk olarak dışmerkez çaprazlı çerçeve sisteminin geometrisiyle kontrol edilir ve bu yüzden dışmerkez çaprazlı çerçevedeki plastik davranıştan etkilenmez (Engelhardt ve Popov, 1989,a) [3]. Bu nedenle bu oran, elastik çerçeve hesabından bulunabilir ve kirişle çapraz eleman eksenel kuvvetini yukarıdaki denklemlerle belirlenen bağlantı kirişi kesme kuvvetinin karşılığı olan seviyeye yükseltmek için kullanılabilir. Bağlantı kirişinin çapraz eleman ucundaki kısmında bağlantı kirişi uç momentleri çapraz eleman ve kirişe aktarılacaktır. Eğer çapraz eleman ve bunun birleşimleri bağlantı kirişi dayanım ötesi tasarım kabullerinin esas alınmasıyla elastik kalıyorsa, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında bazı küçük plastik dönmelere izin verilebilir.

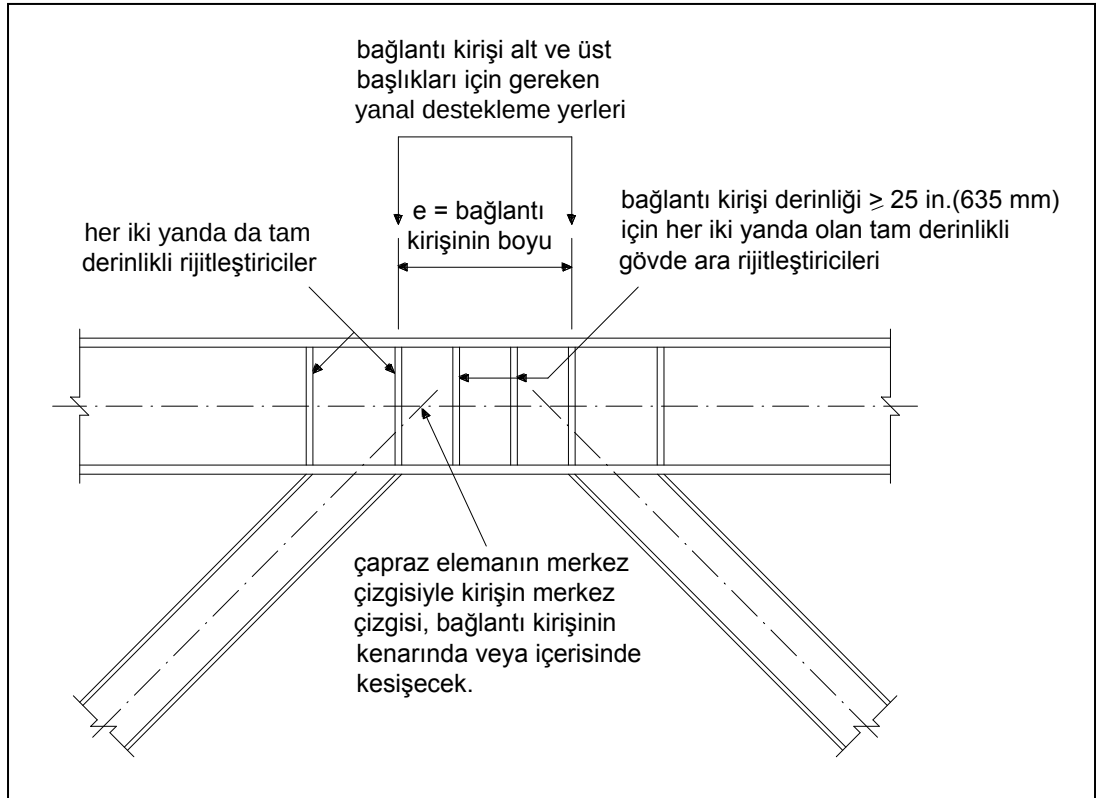
4.3.5.(b). Kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmının tasarımında aşağıdaki şartlar sağlanacaktır:

1. Kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmının gereken dayanımı, bağlantı kirişinin beklenen nominal kesme dayanımı olan $R_y V_n$ değerinin en az 1,1 kat arttırılmasıyla oluşturulan kuvvetler olacaktır, buradaki V_n bölüm 4.3.1’de tanımlanmıştır. Kirişin bu kısmının tasarım dayanımının belirlenmesi için, LRFD’de verilen tasarım dayanımlarının R_y ile çarpılmasına izin verilir.
2. Kirişin kararlılığını korumak için statik hesap sonucunda belirlenen yanal mesnetler kirişte teşkil edilecektir. Yanal mesnet kirişin hem alt hem de üst başlıklarında olacaktır ve her biri $F_y b_f t_f$ olarak hesaplanan kiriş başlığı nominal dayanımının en azından %2’sine eşit bir dayanıma sahip olacaktır.

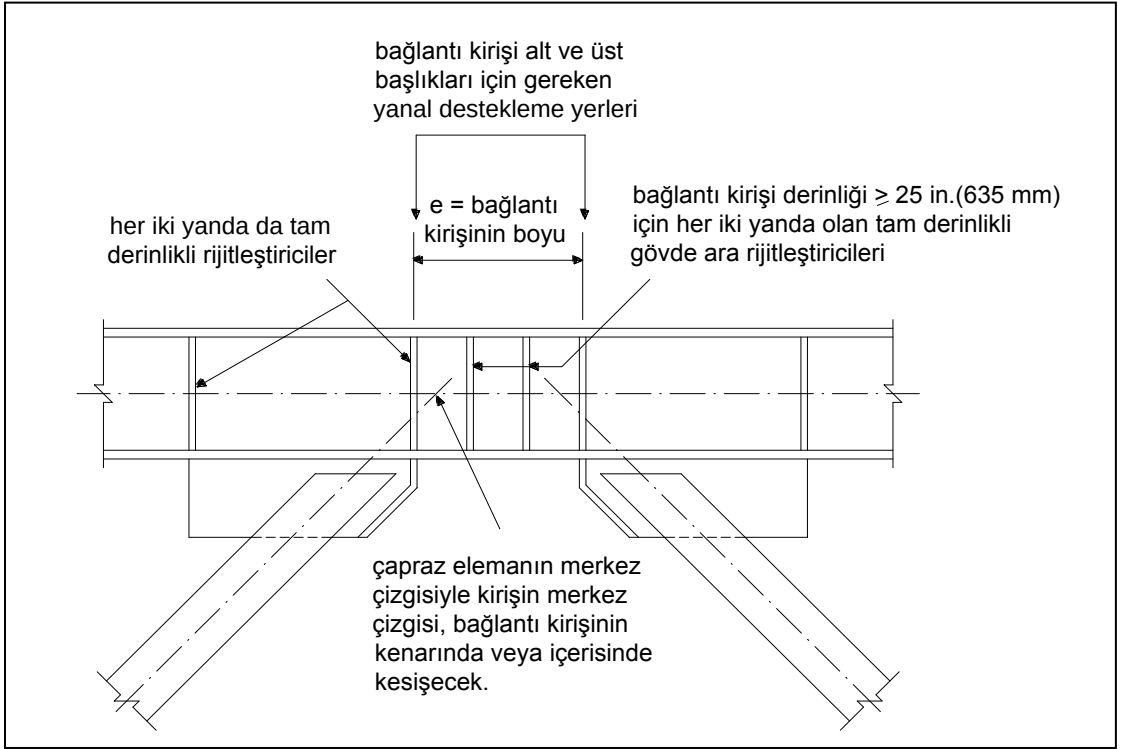
Açıklama: Kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmının gerekli dayanımı, 1992 AISC Depreme İlişkin Kurallarda verilene göre azaltılmıştır.

4.3.5.(c). Çapraz elemanın bağlantı kirişiyle olan birleşiminde, çapraz eleman ve kirişin eksen çizgilerinin kesişimi bağlantı kirişi uzunluğunun ucunda veya içerisinde olacaktır.

Açıklama: Tipik olarak dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarımında çapraz eleman ve kirişin eksen çizgilerinin kesişimi bağlantı kirişinin sonunda olur. Yine de yukarıda verildiği gibi çapraz eleman birleşimi dışmerkezlilikle tasarlanmalıdır, böylece çapraz eleman ve kiriş eksen çizgileri bağlantı kirişi içerisinde kesişir. Bu dışmerkezlilik birleşimde bağlantı kirişi uç momentlerine ters işaretli olan moment oluşturur. Sonuçta yukarıda verilen bağlantı kirişi uç momentleri, çapraz eleman birleşimindeki dışmerkezlilikle oluşan momentle azaltılabilir. Kiriş ve çapraz eleman ile karşılanmaya yetecek kadar momentin azaltılabilmesi, tasarımda yararlı olabilir. Çapraz eleman ve kiriş eksen çizgileri birleşimi, kiriş ve çapraz elemenda oluşan eğilme momentlerini arttırabileceğinden bağlantı kirişi uzunluğu dışında olmamalıdır. Bkz. **Şekil 4.5 - 4.6.**



Şekil 4.5 : I Enkesitli Çapraz Elemanlarla Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve [3]



Şekil 4.6 : Kutu Enkesitli Çapraz Elemanlarla Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve [3]

4.3.5.(d). Çapraz elemanın bağlantı kirişi ucundaki çapraz eleman – kiriş birleşimindeki gereken dayanımı en azından bölüm **4.3.5.(a)**'da verilen çapraz elemanın nominal dayanımı kadar olacaktır. Bu birleşimin hiçbir parçası bağlantı kirişi uzunluğunu aşacak şekilde olmayacaktır. Eğer bağlantı kirişi uç momentlerinin bir kısmı çapraz eleman tarafından taşınırsa, birleşim tam dayanımlı moment birleşimi olarak tasarlanacaktır.

Açıklama: Eğer bağlantı kirişindeki çapraz eleman birleşimi mafsallı olarak tasarlanmışsa, kirişin kendi başına bağlantı kirişi uç momentlerini tümüyle karşılayabilecek uygun dayanıma sahip olması gerekir. Normalde bu sadece kısa bağlantı kirişili dışmerkez çaprazlı çerçevelerde ortaya çıkar. Eğer çapraz eleman bağlantı kirişi uç momentlerinin herhangi bir kısmını karşılayabiliyorsa bağlantı kirişindeki çapraz eleman birleşimi bölüm **4.3.5.(d)**'de belirtildiği gibi, birleşim tam dayanımlı olarak tasarlanmalıdır. Eksenel yüke ve eğilme momentine tabi tutulan bazı çapraz eleman birleşimleri üzerine olan deney sonuçları Engelhardt ve Popov tarafından verilmiştir (1989a) [3].

4.3.5.(e). Çapraz eleman enkesitlerinin genişlik-kalınlık oranı LRFD **Tablo B5.1**'de (bkz. ek A) verilen λ_p değerlerini sağlayacaktır.

4.3.6. Kiriş-Kolon Birleşimleri

Bağlantı kirişinden ayrı olan kiriş-kolon birleşimlerinin gövde düzlemlerinde mafsallık olarak tasarlanmasına izin verilir. Kiriş başlıklarına yanal olarak etkiyen $F_y b_f t_f$ olarak hesaplanan kiriş başlık nominal dayanımının en azından %2'sine eşit olan iki eşit ve ters yönlü kuvvetle oluşabilecek kirişin boyuna eksenindeki dönmelerine karşı, birleşim gereken dayanımda olacaktır.

Açıklama: Bağlantı kirişinin kolona bitişik olmadığı ve kirişte büyük eksenel kuvvetlerin mevcut olmadığı dışmerkez çaprazlı çerçeve sisteminin düzenlenmesinde, birleşim kirişteki burulmaya karşı biraz mesnetlenme sağlıyorsa basit bir birleşim uygun olabilir. Gözönüne alınacak burulmanın şiddeti, nominal eksenel başlık çekme dayanımının %1,5'ine eşit olan bir kuvvet çiftinin her iki başlığa ters yönlü dik olarak uygulanmasıyla ve başlık malzemesinin beklenen akma dayanımı kullanılarak hesaba katılabilir.

4.3.7. Gerekli Kolon Dayanımı

Kolon hesaplarına ek olarak, pekleşmeyi de hesaba katmak için 1,1'le çarpılmış bağlantı kirişi nominal dayanımından belirlenen, çapraz eleman veya bağlantı kirişinin kolona birleşiminde oluşacak eksenel kuvvet ve momentlerden küçük olmayacak şekilde, kolonların gereken dayanımı LRFD'de A4-5 ve A4-6'da (bkz. ek C) verilen yük birleşimlerinden belirlenecektir. Bağlantı kirişinin nominal kesme dayanımı $R_y V_n$ değeridir, buradaki V_n bölüm **4.3.1.(d)**'de tanımlanmıştır.

Açıklama: Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin performansının kontrolünde, hakim plastik davranış bağlantı kirişi akması olduğundan, kolonda oluşabilecek en büyük kuvvetlerin hesaplanması gerekir. Bağlantı kirişi kritik kesme dayanımının pekleşmeden dolayı nominal dayanımdan potansiyel olarak daha büyük olduğundan, kolon ile bağlantı kirişi veya çapraz elemanın birleşiminden kolonda oluşabilecek bölüm **4.3.6.(a)**'da verilen bağlantı kirişinin nominal dayanımının en azından 1,1 katına eşit olan arttırılmış moment ve eksenel kuvvetleri gözönüne alınarak kolonun tasarlanması gerekir.

5. ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER İÇİN ABYYHY TASARIM KURALLARI

5.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çaprazlı Çerçeveseler

Süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı çerçeveseler; kolonlar, kirişler ve düğüm noktalarına dışmerkez olarak bağlanan çaprazlardan oluşan yatay yük taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Bu elemanlara uygulanacak koşullar aşağıda belirtilmiştir:

5.1.(a). Çapraz elemanların kolon - kiriş birleşim noktasına ya da iki çapraz elemanın bir kiriş üzerindeki ortak birleşim noktasına göre dışmerkezliği, çerçeve kolonları arasındaki açıklığın $1/5$ 'i ile $1/10$ 'u arasında seçilecektir. Dışmerkez çapraz elemanların kirişle birleşme noktalarında, kirişin yanal burkulmasının ve ayrıca yerel burkulmaların önlenmesi için gerekli önlemler alınacaktır.

5.1.(b). Çapraz elemanların kolonlara bağlandığı çaprazlı çerçeveselerde, bağlantı kolon kesitinin başlığına yapılacaktır. Kolon gövdesine bağlantı yapılamaz.

5.1.(c). Basınç kuvveti de alacak şekilde hesaplanan çapraz elemanlarının narinlik oranı 100'den fazla olamaz.

5.1.(d). Birden çok parçalı olup basınç kuvveti de alan çapraz elemanlarda, TS-648'in [15] ara bağlantılara ilişkin tüm kuralları geçerlidir.

5.1.(e). Çapraz elemanların birleşimlerinde kaba bulon kullanılması durumunda, bulonların emniyet gerilmeleri %33 azaltılacaktır.

5.2. Süneklik Düzeyi Normal Çelik Çaprazlı Çerçeveseler

Süneklik düzeyi normal çelik çaprazlı çerçeveseler; kolonlar, kirişler ve düğüm noktalarına merkezi olarak bağlanan çaprazlardan oluşan yatay yük taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Bu elemanlara uygulanacak koşullar aşağıda belirtilmiştir :

5.2.(a). Çaprazların sadece çekmeye çalışmak üzere hesaplanması durumunda, çapraz elemanların narinlik oranı 250'yi aşmayacaktır.

5.2.(b). Basınç kuvveti de alacak şekilde hesaplanan çapraz elemanların narinlik oranı 100'den fazla olamaz.

5.2.(c). Birden çok parçalı olup basınç kuvveti de alan çapraz elemanlarda, TS-648'in ara bağlantılara ilişkin tüm kuralları geçerlidir.

5.2.(d). Çapraz elemanların birleşimlerinde kaba bulon kullanılması durumunda, bulonların emniyet gerilmeleri %33 azaltılacaktır.

6. EMNİYET GERİLMELERİ YÖNTEMİYLE TASARIM

6.1. Yükler

6.1.1. Genel Yük Birleşimleri

$$D + L + (L_s \text{ veya } S) \quad (6.1)$$

$$D + L + (W \text{ veya } 0,7E) \quad (6.2)$$

$$D + L + W + 0,5S \quad (6.3)$$

$$D + L + S + 0,5W \quad (6.4)$$

$$D + L + S + 0,7E \quad (6.5)$$

Burada; D: sabit yükleri, L: hareketli yükleri, S: kar yüklerini, E: deprem yüklerini, W: rüzgar yüklerini göstermektedir.

Yük bileşenleri kullanıldığında kontrollerde emniyet gerilmeleri 1/3 oranında arttırılır.

Not: Tasarım kar yükü $1,44 \text{ kN/m}^2$ veya daha azsa depremin dahil edildiği yüklemde ihmal edilebilir. Bu değeri aştığıdaysa %75' i kullanılabilir.

6.1.2. Depreme Özel Yük Birleşimleri

Yukarıda verilenlere ilave olarak aşağıda verilen yük birleşimlerinin kullanılmalıdır:

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5 L + 0.2S \quad (6.6)$$

$$0.9 D \pm 1.0 E \text{ (veya } 1.3W) \quad (6.7)$$

Arttırılmış yatay deprem kuvveti için bu ilave yük birleşimleri arttırılmış yatay deprem kuvveti için aşağıda verilmiştir :

$$1.2D + 0.5 L + 0.2S + \xi E \quad (6.8)$$

$$0.9 D \pm \xi E \quad (6.9)$$

Burada, ξ deprem yükleri için yük arttırma katsayısı olup, taşıyıcı sistem tipine bağlı değişir.

6.2. Nominal Dayanımlar

6.2.1. Ölü ve hareketli yük birleşimleri veya yalnız deprem yükleri altındaki çelik elemanların ve birleşimlerin nominal dayanımları emniyet gerilmeleri 1,7 faktörüyle çarpılarak belirlenmelidir. Bu faktör kullanıldığında emniyet gerilmelerinde 1/3 oranındaki artış gözönüne alınmaz.

6.2.2. Yanal burkulma ve eğilmeli burkulma kontrollerinde elastik kritik gerilme emniyet faktörü (2,5) ile oranlanmadan aşağıda verilen şekliyle kullanılmalıdır:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (6.10)$$

6.3. Tasarım Dayanımları

Çelik elemanların ve birleşimlerin tasarım dayanımları, deprem yüklerinin dahil edildiği yük birleşimleri altında emniyet gerilmelerinin 1,7 katı ile belirlenen nominal dayanımlar ve dayanım faktörleriyle çarpılarak belirlenmelidir.

6.4. Kolonlar

Kolon eklerinin dayanımı için ayrıca aşağıda verilen yük birleşimleri altında yeterli olmalıdır:

$$1,2D + 0,5 L + 0,2S + \xi E \quad (6.11)$$

$$0,9 D \pm \xi E \quad (6.12)$$

6.5. Merkezi Çaprazlı Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler

6.5.1. Çapraz elemanın birleştiği kirişler, çapraz elemanın bulunmadığı kabulü ile tüm ölü ve hareketli yük birleşimleri için yeterli dayanıma sahip olmalıdır.

6.5.2. Çapraz elemanın birleştiği kirişlerin dayanımı,

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5 L + 0.2S \quad (6.13)$$

$$0.9 D \pm 1.0 E \text{ (veya } 1.3W) \quad (6.14)$$

yük birleşiminde E terimi yerine kirişe çapraz elemanlar tarafından uygulanabilecek olan Q_b dengesiz düşey yük etkisi altında yeterli olmalıdır. Bu yük etkisi çekmedeki çapraz eleman için minimum P_y çekme dayanımı ve basınçtaki çapraz eleman için maksimum $0,3 \phi_c P_n$ basınç dayanımıyla yüklenmiş olduğu kabulüyle gözönüne alınmalıdır.

6.6. Merkezi Çaprazlı Süneklik Düzeyi Normal Çerçevesler

6.6.1. Çapraz elemanların tasarım dayanımı,

$$1,2D \pm 1,0E + 0,5 L + 0,2S \quad (6.15)$$

$$0,9 D \pm 1,0 E \text{ (veya } 1,3W) \quad (6.16)$$

yük birleşimleriyle bulunacak gerekli dayanımın en azından 1,5 katı büyük olmalıdır.

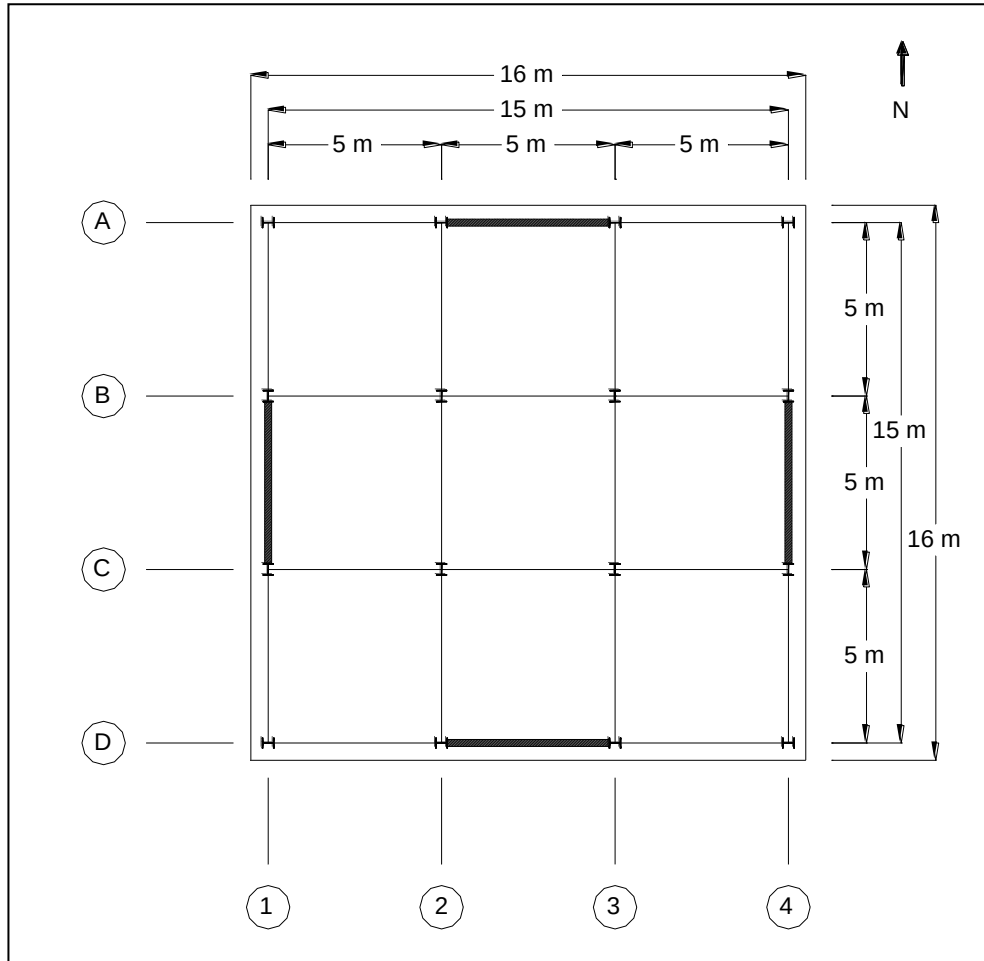
6.6.2. Çapraz elemanın birleştiği kirişler, çapraz elemanın bulunmadığı kabulü ile tüm ölü ve hareketli yük birleşimleri için yeterli dayanıma sahip olmalıdır.

7. ÖRNEK BİR YAPININ MERKEZİ VE DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI SİSTEMLERLE MODELLENMESİNE AİT SAYISAL İNCELEME

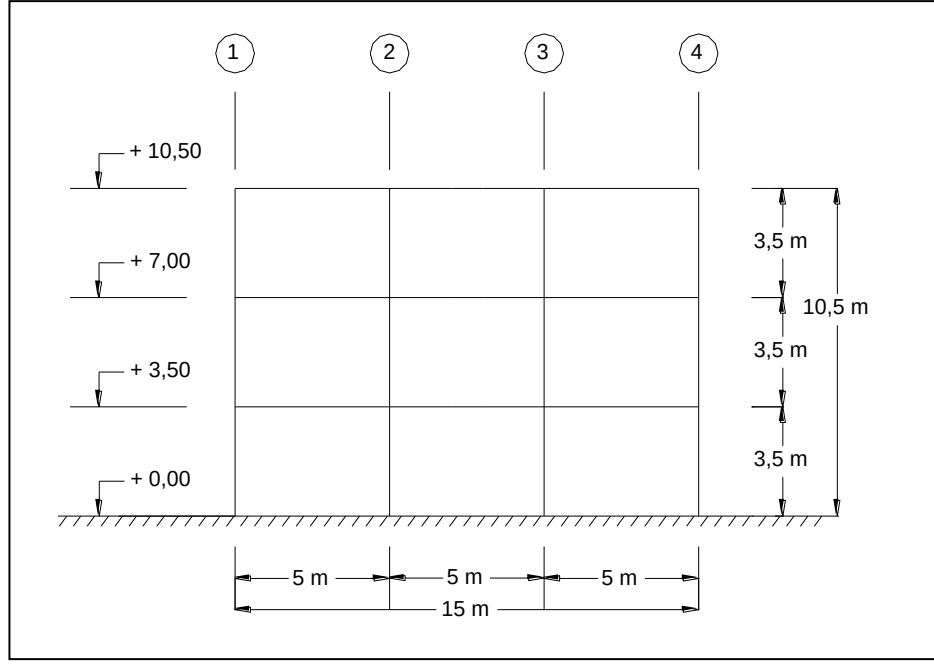
7.1. Giriş

7.1.1. Yapının Tanıtılması

Yapı 256 m^2 ($16 \text{ m} * 16 \text{ m}$) alanlı, 3 katlı bir mağazadır. Bir katın yüksekliği 3,5 m, toplam yükseklik 10,5 m'dir. Yapı her iki doğrultuda simetrik. Taşıyıcı sistemde çerçeve aralığı 5 m olup, 3 açıklıktan oluşmaktadır. Kenar akslardaki orta açıklıklara çapraz elemanlar yerleştirilecektir (bkz. Şekil 7.1).



Şekil 7.1 : Yapının Plan Görünüşü



Şekil 7.2 : Yapının Enkesit Görünüşü (B-B Enkesiti)

Taşıyıcı sistem HE ve IPE profillerinden oluşturulacaktır ve her katta rijit diyafram olarak çalışan betonarme döşemeler oluşturulacaktır. Kullanılacak çelik cinsi, ST52'dir (akma dayanımı, $\sigma_y = 3,6 \text{ ton/cm}^2$).

Bölgenin ve yapının depremselliğine ilişkin özellikler bakımından; yapı yerel zemin sınıfı Z4 olan, 1. deprem bölgesinde bulunmaktadır.

Hesaplamalarda kullanılacak olan şartnameler; ABYYHY, AISC, UBC, TS 498, TS 648, TS 3357. [2-4,15-17]

7.1.2. Yapıya Etkiyen Düşey Yükler

Çatı Katında (3. Katta) :

Çatı kaplaması, İzolasyon, Döşeme, Sıva, Tesisat, vb.	350 kg/m ²
Kar Yüğü (TS 498, çizelge 11)	75 kg/m ²
Hareketli Yüğü (TS 498, çizelge 14 - çatılar)	200 kg/m ²
Dış Duvar Yüğü (parapet, h = 1m.)	75 kg/m

Normal Katta (1. ve 2. Katta) :

Döşeme, Kaplama, İzolasyon, Duvar, Sıva, Tesisat, vb.	450 kg/m ²
Hareketli Yük (TS 498, çizelge 14 – mağaza için)	500 kg/m ²
Dış Duvar Yükü (h = 3,5 m.)	262,5 kg/m

7.1.3. ABYYHY’de Belirtilen Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), V_t , **Denk.(7.1)**’deki gibi belirlenecektir.

$$V_t = W A(T_1)/R_a(T_1) \geq 0,1 A_0 I W \quad (7.1)$$

Bu denklemde;

V_t : Toplam eşdeğer deprem yükü,

W : Binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı,

T_1 : Binanın birinci doğal titreşim periyodu,

$A(T_1)$: Spektral ivme katsayısı,

$R_a(T_1)$: Deprem yükü azaltma katsayısıdır.

Denk.(7.1)’de yer alan binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı (W), **Denk.(7.2)** ve **(7.3)**’te verildiği gibi hesaplanacaktır.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (7.2)$$

$$w_i = g_i + n q_i \quad (7.3)$$

Bu denklemlerde;

N : Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren toplam kat sayısı)

n : Hareketli yük katılım katsayısı

g_i : Binanın i ’inci katındaki toplam sabit yük

q_i : Binanın i 'inci katındaki toplam hareketli yük

w_i : Binanın i 'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

Denk.(7.3)'te yer alan hareketli yük katılım katsayısı n , **Tablo 7.1**'de verilmiştir. Kar yüklerinin %30'u sabit yük olarak gözönüne alınacaktır.

Tablo 7.1 : Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)

Binanın Kullanım Amacı	n
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde $H_N \leq 25$ m koşulunu sağlayan binaların, birinci doğal titreşim periyodu (T_1), **Denk.(7.4)**'te verilen yaklaşık yöntemle hesaplanabilir. Burada H_N , binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliğini (bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliğini) göstermektedir.

$$T_1 \cong T_{1A} = C_t H_N^{3/4} \quad (7.4)$$

Denk.(7.4)'teki C_t değeri, bina taşıyıcı sistemine bağlıdır ve taşıyıcı sistemi dışmerkez çaprazlı çelik binalarda $C_t = 0,07$, taşıyıcı sistemi sadece çelik çerçevelerden oluşan binalarda $C_t = 0,08$, diğer tüm binalarda ise $C_t = 0,05$ alınacaktır.

Denk.(7.1)'de verilen $A(T)$ spektral ivme katsayısı, **Denk.(7.5)**'teki gibi hesaplanacaktır.

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (7.5)$$

Burada;

A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısıdır ve deprem bölgelerine bağlı olarak **Tablo 7.2**'de verilmiştir,

I : Bina önem katsayısıdır ve binanın kullanım amacı veya türüne bağlı olarak **Tablo 7.3**'te verilmiştir.

$S(T)$: Spektrum katsayısıdır ve yerel zemin koşullarıyla binanın birinci doğal titreşim periyoduna bağlı olarak **Denk.(7.6)** ile hesaplanacaktır.

Tablo 7.2 : Etkin Yer İvmesi Katsayısı (A_0)

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Tablo 7.3 : Bina Önem Katsayısı (I)

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar, a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar, (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar.	1,5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar, a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler.	1,4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1,2
4. Diğer binalar, Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar, (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb).	1,0

$$S(T) = 1 + 1,5 T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (7.6a)$$

$$S(T) = 2,5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (7.6b)$$

$$S(T) = 2,5 (T_B/T)^{0,8} \quad (T_B < T) \quad (7.6c)$$

Burada T_A ve T_B spektrum karakteristik periyotlarıdır ve yerel zemin sınıflarına bağlı olarak **Tablo 7.4**'te verilmiştir.

Tablo 7.4 : Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A , T_B)

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere, spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan deprem yükü azaltma katsayısına bölünecektir.

Deprem yükü azaltma katsayısı, $R_d(T)$, çeşitli taşıyıcı sistemler için **Tablo 7.5**'te tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı R 'ye ve doğal titreşim periyodu T 'ye bağlı olarak **Denk.(7.7)** ile belirlenecektir.

$$R_d(T) = 1,5 + (R - 1,5) T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (7.7a)$$

$$R_d(T) = R \quad (T_A < T) \quad (7.7b)$$

Tablo 7.5 : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	6
(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	4	7
(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	6
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	—	5
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	—	4
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	5
(3) ÇELİK BİNALAR		
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	4	6
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	3	—
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	7
(c) Betonarme perde durumu.....	4	6
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	4	—
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	8
(c) Betonarme perde durumu.....	4	7

Denk.(7.1) ile hesaplanacak olan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak **Denk.(7.8)** ile ifade edilir:

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (7.8)$$

$H_N > 25 m$ için binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'in değeri, hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu T_1 'e bağlı olarak, **Denk.(7.9)** ile belirlenecektir. $H_N \leq 25 m$ için $\Delta F_N = 0$ alınacaktır.

$$\Delta F_N = 0,07 T_1 V_t \leq 0,2 V_t \quad (7.9)$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına **Denk.(7.10)** ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (7.10)$$

7.1.4. Çaprazlama Şekline Bağlı Olarak Yapıya Etki Edilecek Olan Yatay Yükün Belirlenmesi

Bu kısımda, eşdeğer deprem yükünün bulunmasında gereken ve çaprazlama şeklinden bağımsız olan değerler belirlenecektir; Bölüm 7.1.4.1 ve 7.1.4.2'de çaprazlama şekline göre değişen değerler belirlenerek, merkezi veya dışmerkez sistemlere uygulanacak olan eşdeğer deprem yükleri bulunacaktır.

➤ W : Binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı,

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = \sum_{i=1}^N (g_i + n q_i)$$

Mağazalar için, hareketli yük katılım katsayısı değeri, $n = 0,6$ olarak **Tablo 7.1**'de verilmiştir. Kar yüklerinin %30'u sabit yük olarak gözönüne alınacaktır. Bölüm 7.1.2'deki yapıya etkiyen düşey yükler gözönüne alınarak, w_i kat ağırlıkları hesaplanabilir.

$$g_3 = (0,350 + 0,3.0,075) \cdot 256 + 0,075 \cdot 4 \cdot 16 \Rightarrow g_3 = 100,16 \text{ ton}$$

$$q_3 = (0,200 + 0,7.0,075) \cdot 256 \Rightarrow q_3 = 64,64 \text{ ton}$$

$$g_1 = g_2 = 0,450 \cdot 256 + 0,2625 \cdot 4 \cdot 16 \Rightarrow g_1 = g_2 = 132,00 \text{ ton}$$

$$q_1 = q_2 = 0,500 \cdot 256 \Rightarrow q_1 = q_2 = 128,00 \text{ ton}$$

$$w_i = g_i + n q_i = g_i + 0,6 \cdot q_i$$

$$w_3 = g_3 + 0,6 \cdot q_3 = 100,16 + 0,6 \cdot 64,64 = 138,944 \text{ ton}$$

$$w_1 = w_2 = g_1 + 0,6 \cdot q_1 = g_1 + 0,6 \cdot q_1 = 132,00 + 0,6 \cdot 128,00 = 208,80 \text{ ton}$$

$$W = \sum_{i=1}^3 w_i = w_1 + w_2 + w_3 = 208,80 + 208,80 + 138,944$$

$$W = 556,544 \text{ ton}$$

➤ 1. deprem bölgesi için, etkin yer ivmesi katsayısı, $A_0 = 0,40$ olarak **Tablo 7.2**'de verilmiştir.

➤ Mağazalar (insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar) için, bina önem katsayısı, $I = 1,4$ olarak **Tablo 7.3**'te verilmiştir.

➤ Yerel zemin sınıfı Z4 için, spektrum karakteristik periyotları $T_A = 0,20 \text{ san.}$ ve $T_B = 0,90 \text{ san.}$ olarak **Tablo 7.4**'te verilmiştir.

➤ $H_N = 3 \cdot 3,5 = 10,5 \text{ m} \leq 25 \text{ m}$ koşulunu sağlayan binaların birinci doğal titreşim periyodu, $T_1 \cong T_{1A} = C_t H_N^{3/4}$ denklemi kullanılarak hesaplanacaktır. Buradaki C_t değeri, bina taşıyıcı sistemine bağlıdır.

7.1.4.1. Dışmerkez Çaprazlı Sisteme Etki Edilecek Olan Yatay Yük

➤ Bölüm 7.1.3'te taşıyıcı sistemi dışmerkez çaprazlı çelik binalar için, $C_t = 0,07$ olarak verilmiştir..

➤ T_1 , yapının birinci doğal titreşim periyodu **Denk.(7.4)** kullanılarak hesaplanabilir.

$$T_1 \cong T_{1A} = C_t H_N^{3/4} = 0,07 \cdot 10,5^{3/4} \Rightarrow T_1 = 0,41 \text{ san}$$

➤ $S(T)$ spektrum katsayısı, yerel zemin koşulları ve binanın birinci doğal titreşim periyoduna bağlı olarak **Denk.(7.6)**'da verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$T_A = 0,20 \text{ san.} < T_1 = 0,41 \text{ san.} < T_B = 0,90 \text{ san.} \Rightarrow S(T_1) = 2,5$$

- Spektral ivme katsayısı, $A(T)$ **Denk.(7.5)**'te verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$A(T) = A_0 I S(T) = 0,4 \cdot 1,4 \cdot 2,5 \Rightarrow A(T) = 1,4$$

- Deprem yüklerinin tamamının dışmerkez çaprazlarla taşındığı çelik binalar için, taşıyıcı sistem davranış katsayısı, $R = 7$ olarak **Tablo 7.5**'te verilmiştir.

- $R_d(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı, taşıyıcı sistem davranış katsayısı R 'ye ve doğal titreşim periyodu T 'ye bağlı olarak **Denk.(7.7)**'de verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$T_A = 0,20 \text{ san.} < T_1 = 0,41 \text{ san.} \Rightarrow R_d(T_1) = R = 7$$

- V_t toplam eşdeğer deprem yükü, **Denk.(7.1)**'de verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$V_t = W A(T_1)/R_d(T_1) \geq 0,1 A_0 I W$$

$$V_t = 556,544 \cdot 1,4 / 7 \geq 0,1 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 556,544$$

$$V_t = 111,309 \text{ ton} \geq 31,166 \text{ ton} \Rightarrow V_t = 111,309 \text{ ton}$$

- Toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına **Denk.(7.10)** kullanılarak dağıtılacaktır. Bu denklemde, bölüm 7.1.3'te belirtildiği üzere $H_N = 10,5 \text{ m} \leq 25 \text{ m}$ olduğu için $\Delta F_N = 0$ olarak alınacaktır.

$$F_i = V_t \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)}$$

Bu denklemin kullanılmasıyla bulunacak olan, dışmerkez çaprazlı sistemde katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri **Tablo 7.6**'da verilmiştir.

Tablo 7.6 : Dışmerkez Çaprazlı Sistemde Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat No.	H_i (m)	w_i (ton)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)}$	F_i (ton)	V_i (ton)
3	10,5	138,944	1458,912	0,3996	44,474	44,474
2	7	208,800	1461,600	0,4003	44,556	89,031
1	3,5	208,800	730,800	0,2001	22,278	111,309
Σ	—	556,544	3651,312	1,0000	111,309	

7.1.4.2. Merkezi Çaprazlı Sisteme Etki Edilecek Olan Yatay Yük

➤ Bölüm 7.1.3'te taşıyıcı sistemi merkezi çaprazlı çelik binalar için, $C_t = 0,05$ olarak verilmiştir..

➤ T_1 , yapının birinci doğal titreşim periyodu **Denk.(7.4)** kullanılarak hesaplanabilir.

$$T_1 \cong T_{1A} = C_t H_N^{3/4} = 0,05 \cdot 10,5^{3/4} \Rightarrow T_1 = 0,29 \text{ san}$$

➤ $S(T)$ spektrum katsayısı, yerel zemin koşullarıyla binanın birinci doğal titreşim periyoduna bağlı olarak **Denk.(7.6)**'da verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$T_A = 0,20 \text{ san.} < T_1 = 0,29 \text{ san.} < T_B = 0,90 \text{ san.} \Rightarrow S(T_1) = 2,5$$

➤ Spektral ivme katsayısı, $A(T)$ **Denk.(7.5)**'te verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$A(T) = A_0 I S(T) = 0,4 \cdot 1,4 \cdot 2,5 \Rightarrow A(T) = 1,4$$

➤ **Tablo 7.5**'te verilen taşıyıcı sistem davranış katsayılarında, deprem yüklerinin tamamının merkezi çaprazlarla taşındığı süneklik düzeyi yüksek çelik binalar için, bir değer verilmemiştir. UBC **tablo16-N**'de [4] bu tip binalar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 6,4$ olarak verilmiştir ve buradaki hesaplamalarda bu değer kullanılacaktır.

➤ $R_d(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı, taşıyıcı sistem davranış katsayısı R 'ye ve doğal titreşim periyodu T 'ye bağlı olarak **Denk.(7.7)**'de verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$T_A = 0,20 \text{ san.} < T_1 = 0,41 \text{ san.} \Rightarrow R_d(T_1) = R = 6,4$$

➤ V_t toplam eşdeğer deprem yükü, **Denk.(7.1)**'de verildiği gibi hesaplanacaktır;

$$V_t = W A(T_1)/R_d(T_1) \geq 0,1 A_0 I W$$

$$V_t = 556,544 \cdot 1,4 / 6,4 \geq 0,1 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 556,544$$

$$V_t = 121,744 \text{ ton} \geq 31,166 \text{ ton} \Rightarrow V_t = 121,744 \text{ ton}$$

➤ Toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına **Denk.(7.10)** ile dağıtılacaktır. Bu denklemde, bölüm 7.1.3'te belirtildiği üzere $H_N = 10,5 \text{ m} \leq 25 \text{ m}$ olduğu için $\Delta F_N = 0$ olarak alınacaktır.

$$F_i = V_t \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)}$$

Bu denklemin kullanılmasıyla bulunacak olan, merkezi çaprazlı sistemde katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri **Tablo 7.7**'de verilmiştir.

Tablo 7.7 : Merkezi Çaprazlı Sistemde Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat No.	H_i (m)	w_i (ton)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)}$	F_i (ton)	V_i (ton)
3	10,5	138,944	1458,912	0,3996	48,644	48,644
2	7	208,800	1461,600	0,4003	48,733	97,377
1	3,5	208,800	730,800	0,2001	24,367	121,744
Σ	—	556,544	3651,312	1,0000	121,744	

7.1.5. Elastik Analizde Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Yatay Yükün Belirlenmesi

ABYYHY madde 7.7.3'te belirtildiği üzere; tekil yatay yükler, rijitlik ve kütle merkezlerinin çakışması halinde bile ek dışmerkezlilik etkisinin hesaba katılması amacıyla kaydırılmış kütle merkezine uygulanacaktır.

Kaydırılmış kütle merkezleri, gerçek kütle merkezinin gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun $\pm 5\%$ 'i kadardır. Yapı simetrik olduğundan bu değerler;

$$B_x = B_y \Rightarrow e_x = e_y = 0,05 \cdot B_x = 0,05 \cdot 16 = 0,8 \text{ m} \quad (\text{bkz. Şekil 7.3})$$

Yapıda aynı rijitliğe sahip olduğu kabul edilen toplam 4 adet çaprazlı çerçeve bulunmaktadır. Aşağıda verilen rijitlik değerlerinde kullanılan indisler aksları göstermektedir. Sistem simetrik olduğundan dolayı bulunan değerler her iki yön için aynı olacaktır (bkz. Şekil 7.1).

$$K_1 = K_4 = K_A = K_D = 1,0$$

A - aksındaki çaprazlı çerçeveye etkiyen kuvvet **Denk.(7.11)**'de verildiği gibi hesaplanacaktır.

$$V_{A,x} = V_{D,x} = K_A \left[\frac{V_x}{\sum K_{b-d}} \right] \pm \frac{(V_x e)(d)}{\sum K_y (d^2)} \quad (7.11)$$

Burada;

d : Çaprazlı çerçevenin rijitlik merkezine olan uzaklığı

K_{b-d} : Batı-doğu doğrultusunda çerçevenin rijitliği

K_y : Rijitlik merkezine d uzaklıktaki olan çerçevenin, y-y eksenini esas alınarak hesaplanmış olan rijitliği

V_x : Yapıya etkiyen deprem yükü nedeniyle, x katında oluşan kesme kuvveti

$$K_{b-d} = K_A + K_D = 1,0 + 1,0 = 2,0$$

$$d_x = d_y = 15/2 = 7,5 \text{ m} \quad (\text{bkz. Şekil 7.1})$$

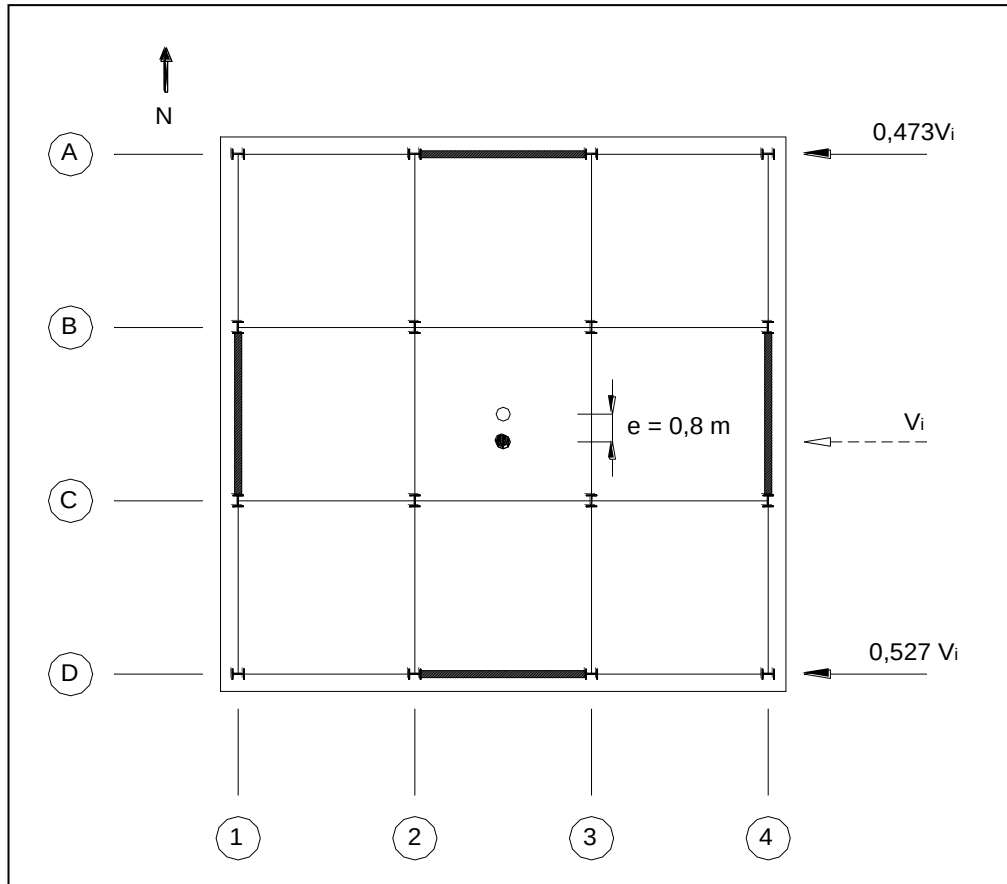
$$\sum K_y (d^2) = 2 \cdot 1,0 (7,5)^2 + 2 \cdot 1,0 (7,5)^2 = 225$$

Bulunan bu değerler **Denk.(7.11)**'de yerine konulursa;

$$V_{A,x} = V_{D,x} = 1,0 \left[\frac{V_x}{2} \right] \pm \frac{(0,8 V_x)(7,5)}{225} = 0,500 V_x \pm 0,027 V_x$$

Sistem simetrik olduğundan bulunan değerler her iki doğrultu için aynı olacağından;

$$V_{A,x} = V_{D,x} = V_{1,x} = V_{4,x} = 0,500 V_x \pm 0,027 V_x = 0,527 V_x$$



Şekil 7.3 : Kaydırılmış Kütle Merkezi

7.1.5.1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Yatay Yük

Dışmerkez çaprazlı sistemde, katlara etki edilecek olan eşdeğer deprem yüklerinin değerleri (F_i) **Tablo 7.6**'da verilmişti. **Denk.(7.11)** sonucunda $0,527 F_i$ olarak bulunan, dışmerkez çaprazlı sistemde tek bir çaprazlı çerçeveye etki edilecek olan eşdeğer deprem yükleri, **Tablo 7.8**'de verilmiştir.

Tablo 7.8 : Dışmerkez Çaprazlı Sistemde Tek Bir Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat No.	Sisteme Etki Edilecek Olan Deprem Yükleri		Tek Bir Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Eşdeğer Deprem Yükleri	
	F_i (ton)	V_i (ton)	$0,527 F_i$ (ton)	$0,527 V_i$ (ton)
3	44,474	44,474	23,438	23,438
2	44,556	89,031	23,481	46,919
1	22,278	111,309	11,741	58,660
Σ	111,309		58,660	

7.1.5.2. Merkezi Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Yatay Yük

Merkezi çaprazlı sistemde, katlara etki edilecek olan eşdeğer deprem yüklerinin değerleri(F_i) **Tablo 7.7**'de verilmişti. **Denk.(7.11)** sonucunda $0,527 F_i$ olarak bulunan, merkezi çaprazlı sistemde tek bir çaprazlı çerçeveye etki edilecek olan eşdeğer deprem yükleri, **Tablo 7.9**'da verilmiştir.

Tablo 7.9 : Merkezi Çaprazlı Sistemde Tek Bir Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat No.	Sisteme Etki Edilecek Olan Deprem Yükleri		Tek Bir Çaprazlı Çerçeveye Etki Edilecek Olan Eşdeğer Deprem Yükleri	
	F_i (ton)	V_i (ton)	$0,527 F_i$ (ton)	$0,527 V_i$ (ton)
3	48,644	48,644	25,635	25,635
2	48,733	97,377	25,683	51,318
1	24,367	121,744	12,841	64,159
Σ	121,744		64,159	

7.1.6. Elastik Analizde Çerçeve Elemanlarına Etki Edilecek Olan Düşey Yükler

Bu kısımda, elastik analizde çerçeve elemanlarına etki edilecek olan düşey yükler belirlenecektir. Bu düşey yüklerin değerleri, merkezi ve dışmerkez çaprazlı olan her iki yapı için de aynıdır.

7.1.6.1. Kirişe Etki Eden Düşey Yükler

Çatı katında (3. kat)

sabit yükler (dış duvar dahil) + hareketli yükler 1,20 t/m

kiriş uzunluğu 5 m $\Rightarrow$ 1,20 t/m . 5 m = 6 t

Normal Katlarda (1. ve 2. kat)

sabit yükler (dış duvar dahil) + hareketli yükler 2,00 t/m

kiriş uzunluğu 5 m $\Rightarrow$ 2,00 t/m . 5 m = 10 t

7.1.6.2. Kolona Etki Eden Düşey Yükler

Çerçevenin kolonlarına etkiyen ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan düşey yükler **Tablo 7.10**'da olarak verilmiştir.

Tablo 7.10 : Kolona Etki Eden Düşey Yükler

Kat No.	(1) Alan (m ²)	(2) Sabit Yük (ton)	(3) Hareketli Yük (ton)	Görelî Olarak Kolonlara Etki Eden Düşey Yük (ton)	Kolonlara Etki Eden Düşey Yük (ton)
3	15	5,625	4,125	9,750	9,750
2	15	8,063	7,500	15,563	25,313
1	15	8,063	7,500	15,563	40,876

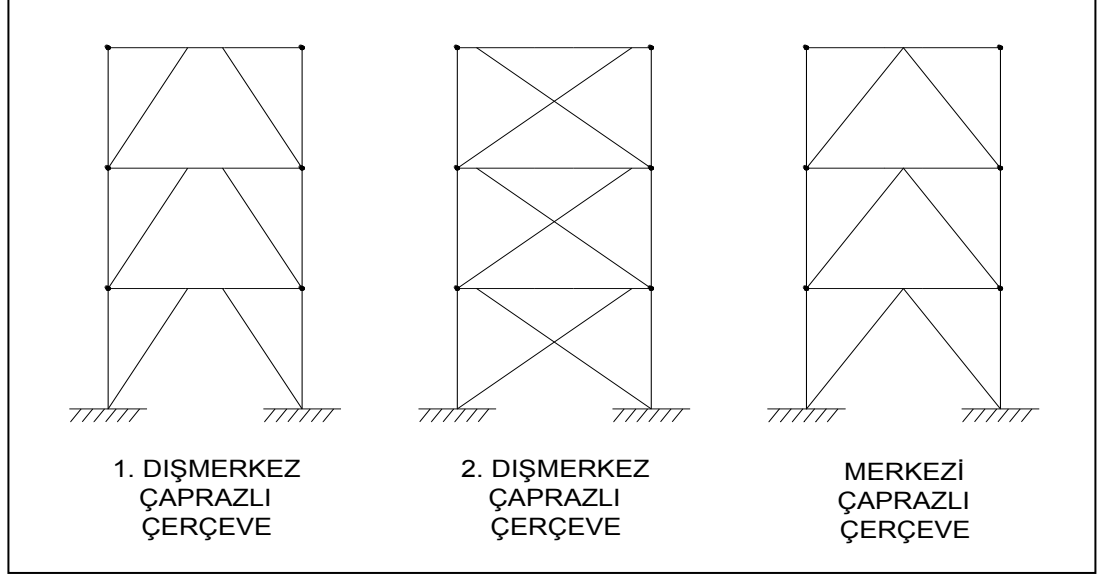
(1) Alan = 5 . (5/2 + 0,5) = 15 m²

(2) Sabit Yük; çatıda = 350 kg/m², 1. ve 2. katta = 450 kg/m², ayrıca dış duvar yükleri de ilave edilecektir.

(3) Hareketli Yük; çatıda = 275 kg/m², 1. ve 2. katta = 500 kg/m²

7.1.7. Örnek Yapı İçin Seçilen Çaprazların Şekilleri

Şekil 7.1’de görülen yapının plan görünüşünde; A, D, 1 ve 4 akslarındaki orta açıklıklara çapraz elemanlar yerleştirilecektir. Yapılacak olan çaprazlar Şekil 7.4’te gösterilmiştir.



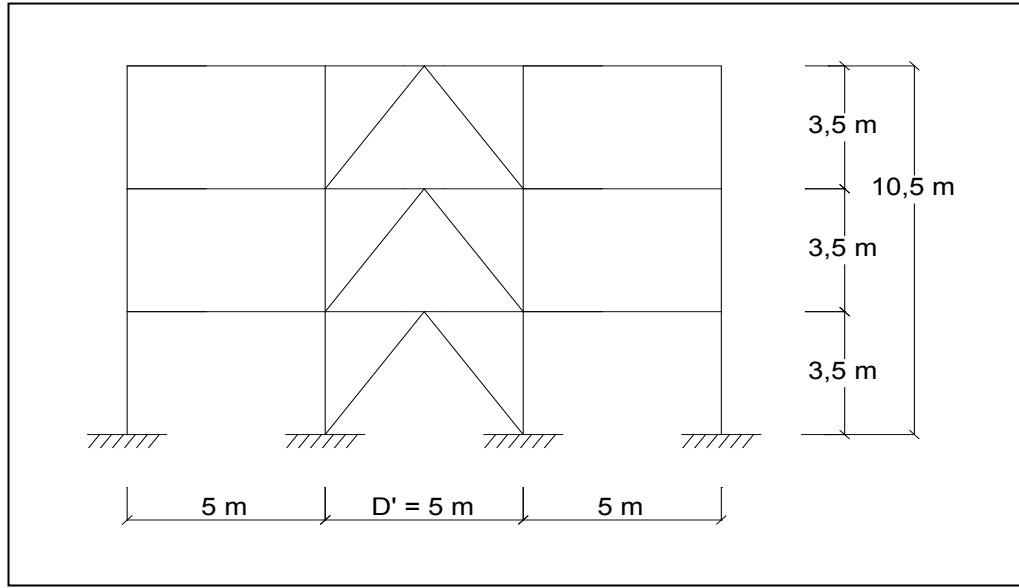
Şekil 7.4 : Örnek Yapıya Uygulanacak Olan Çaprazlama Şekilleri

Şekil 7.4’te görülen çaprazlama şekillerinin tasarımı için yapılacak olan hesaplamalar şu bölümlerde yer almaktadır;

1. dışmerkez çaprazlı çerçevenin tasarımı $\Rightarrow$ bölüm 7.2
2. dışmerkez çaprazlı çerçevenin tasarımı $\Rightarrow$ bölüm 7.3
- merkezi çaprazlı çerçevenin tasarımı $\Rightarrow$ bölüm 7.4

7.1.8. Çerçeveye Etki Eden Yatay ve Düşey Yükler Altında Devrilme Kontrolü

Seçilen çapraz şekillerinin tasarımına geçmeden önce; çaprazların yerleşimine bağlı olarak, düşey yüklerden dolayı oluşabilecek devrilmenin kontrol edilmesi gerekir. Şekil 7.4’te görülen çaprazlama şekilleri arasında, devrilme kontrolünde kritik olan çapraz sistem devrilme momentinin büyük olmasından dolayı merkezi çaprazlı çerçevedir.



Şekil 7.5 : Merkezi Çaprazlı Çerçeve Devrilme Kontrolü

Çerçeve devrilme olmaması için aşağıda verilen şartın sağlanması gerekir;

$$M_x < M_R = W_{DL} \frac{D'}{2}$$

Burada;

M_x : yatay kuvvetlerle oluşan momenti (devrilme momenti),

M_R : düşey kuvvetlerle oluşan momenti (devrilmeye karşı koyan moment),

W_{DL} : çaprazlı çerçevedeki düşey yükleri ,

D' : çaprazların aralığını göstermektedir.

Yatay kuvvetlerle oluşan devrilme momenti, **Tablo 7.11**'de $M_x = 493,893$ ton.m olarak hesaplanmıştır.

En alt kattaki kolona etki eden düşey yük, **Tablo 7.10**'da (6. sütun) 40,876 ton olarak bulunmuştu. Bu durumda, çaprazlı çerçevedeki düşey yükler ve düşey kuvvetlerle oluşan moment hesaplanabilir.

$$W_{DL} = 2 \cdot 40,876 = 81,752 \text{ ton}$$

$$M_R = W_{DL} \frac{D'}{2} = 81,752 \frac{5}{2} = 204,38 \text{ ton.m}$$

Tablo 7.11 : Yatay Kuvvetlerle Oluşan Momentin (Devrilme Momentinin) Hesabı

Kat No.	V_i (ton)	$V_i h_i$ (ton.m)	$M_x = \sum V_i h_i$ (ton.m)
3	25,635	89,723	89,723
2	51,318	179,613	269,336
1	64,159	224,557	493,893
Σ	–	493,893	–

$$M_x = 493,893 \text{ ton.m} > M_R = 204,38 \text{ ton.m}$$

Bulunan moment değerleri sonucunda, çerçevenin devrilmeye karşı yeterli olmadığı gözükmemektedir. Bu sorunu gidermek için çaprazlı sistemde bir değişiklik yapılması yerine, bu yetersizliği giderecek bir temel tasarımının yapıldığı kabul edilecek ve hesaplamalar bu doğrultuda sürdürülecektir.

7.1.9. Yapılacak Olan Elastik Analizle İlgili Genel Bilgiler ve Kabuller

İlgili yönetmeliklere uygun olarak hesaplanan deprem yükleri ve düşey yükler, çaprazlı çerçevelere uygulanacak ve gerekli kontroller yapılacaktır.

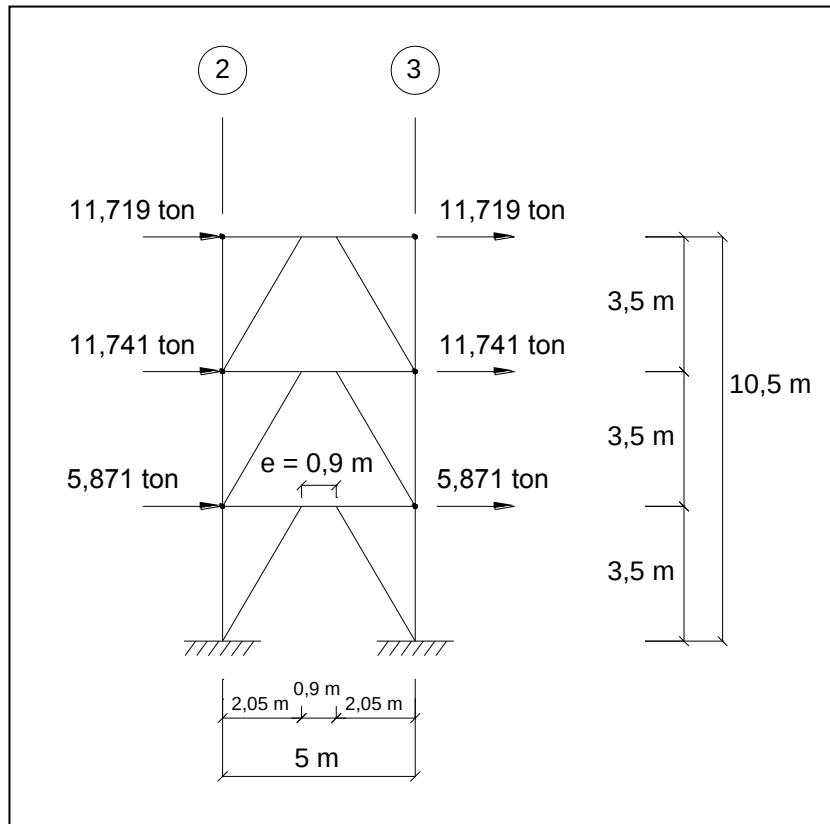
Bilgisayarda SAP2000 programı kullanılarak yapılacak olan elastik analizde; çaprazlı çerçeve, düzlem kabul edilerek modellenecektir. Modelleme yapılırken; çerçeve kirişlerinin uçları, kolonun temele olan bağlantısı ve çapraz elemanın kolon – kiriş birleşimine olan bağlantısının mafsallı olduğu kabul edilecektir.

7.2. 1. Dışmerkez Çaprazlı Yapının Boyutlandırılması

7.2.1. 1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Elastik Analizi

Şekil 7.6’da 1. dışmerkez çaprazlı çerçevenin görünüşü ve **Tablo 7.8**’den alınarak çerçeveye etki edilecek olan eşdeğer deprem yükleri görülmektedir (deprem yükü çerçevenin her iki tarafına da eşit olarak etki edilecektir). Çerçeve elemanlarına etki edilecek olan düşey yükler bölüm 7.1.6.1 ve 7.1.6.2’den alınacaktır.

Bu çaprazlı sistemde tüm katlarda aynı olmak üzere, seçilen enkesit profilleri; kolonlar için HE 260 B, kirişler için IPE 330 ve çapraz elemanlar için HE 240 B.



Şekil 7.6 : 1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Görünüşü

7.2.3. Elastik Analiz Sonuçları

1. dışmerkez çaprazlı çerçevede SAP2000 programıyla yapılan elastik analiz sonucunda; bulunan kat ötelemeleri **Tablo 7.12**’de, elemanlarda oluşan kesit tesirleri **Tablo 7.13**’te verilmiştir.

Tablo 7.12 : Elastik Analiz Sonucunda 1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Oluşan Kat Ötelemeleri

Kat No.	Görelî Kat Ötelemesi δ_x (cm)	Toplam Görelî Kat Ötelemesi δ_t (cm)
3	0,42	1,83
2	0,68	1,41
1	0,73	0,73

Tablo 7.13 : Elastik Analiz Sonucunda 1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Elemanlarında Oluşan Kesit Tesirleri

Kat No.	V_x (ton)	$N_{bağ}$ (ton)	$N_{kiriş}$ (ton)	$V_{bağ}$ (ton)	$M_{bağ}$ (ton.m)	$M_{örgü}$ (ton.m)
3	23,438	-1,15	-11,98	17,32	7,93	2,33
2	46,919	-0,79	-22,05	33,38	15,36	4,40
1	58,660	-0,07	-27,40	41,96	19,44	5,39

7.2.4. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü :

ABYYHY bölüm 6.10.1’de görelî kat ötelemeleri için bir sınırlama verilmiştir. Bu maddeye göre, hesaplanan görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri olan $(\delta_i)_{\max}$, **Denk.(7.12)**’de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacaktır.

$$(\delta_i)_{\max} / h_i \leq 0,0035 \quad (7.12a)$$

$$(\delta_i)_{\max} / h_i \leq 0,02 / R \quad (7.12b)$$

Kat yükseklikleri $h_1 = h_2 = h_3 = 350 \text{ cm}$ ve deprem yükü azaltma katsayısı $R = 7$ değerleri **Denk.(7.12)**’de yerine konulursa;

$$(\delta_i)_{\max} \leq \begin{bmatrix} 0,0035 \cdot h_i = 0,0035 \cdot 350 = 1,225 \text{ cm} \\ (0,02/R) \cdot h_i = 0,02/7 \cdot 350 = 1,0 \text{ cm} \end{bmatrix} \Rightarrow (\delta_i)_{\max} \leq 1,0 \text{ cm}$$

Bu durumda bütün görelî kat ötelemeleri, $(\delta_i)_{\max} \leq 1,0 \text{ cm}$ şartını sağlamalıdır. Bölüm 7.2.3'te hesaplanarak **Tablo 7.12**'de verilen görelî kat öteleme değerlerinin bu şartı sağladıkları **Tablo 7.14**'te gösterilmiştir.

Tablo 7.14 : Görelî Kat Ötelemelerinin Sınır Değere Göre Kontrolü

Kat No.	δ_i (cm)	$(\delta_i)_{\max}$ (cm)
3	0,42	1,0
2	0,68	1,0
1	0,73	1,0

7.2.5. Bağlantı Kirişinin Boyutlandırılması :

Seçilen Kesit : **IPE 330**

$$\begin{array}{lll}
 d = 33 \text{ cm} & b = 16 \text{ cm} & r = 1,8 \text{ cm} \\
 t_f = 1,15 \text{ cm} & t_w = 0,75 \text{ cm} & A = 62,61 \text{ cm}^2 \\
 I_x = 11770 \text{ cm}^4 & i_x = 13,71 \text{ cm} & i_y = 3,55 \text{ cm} \\
 W_{pl,x} = 804,3 \text{ cm}^3 & W_x = 713 \text{ cm}^3 &
 \end{array}$$

7.2.5.1. Bağlantı Kirişinin Boyu

Bölüm 5.1.(a)'da belirtildiği üzere, bağlantı kirişinin boyu açıklığın 1/5'i ile 1/10'u arasında seçilmelidir. Açıklık değeri $L = 5 \text{ m}$ olduğuna göre, e bağlantı kirişi boyu için sınır değerleri;

$$\frac{L}{10} \leq e \leq \frac{L}{5} \rightarrow L = 5 \text{ m} \Rightarrow 0,5 \text{ m} \leq e \leq 1 \text{ m}$$

Yukarıdaki eşitlikten, bağlantı kirişinin boyu $e = 0,9 \text{ m}$ olarak seçilmesi uygundur.

7.2.5.2. Seçilen Kiriş Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f) ” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w) ” oranları, ASD'de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 16/(2 \cdot 1,15) = 7 < 9,2 \quad \text{(uygun)}$$

$$d/t_w < 90,5 \Rightarrow 33/0,75 = 44 < 90,5 \quad \text{(uygun)}$$

7.2.5.3. Bağlantı Kirişi Kesme Kuvveti Kontrolü

Bölüm 4.3.1.(d)'de verildiği üzere, gövdeye etkiyen kesme kuvveti (V_u) aşağıda verilen üst sınırı aşmayacaktır.

$$V_u \leq 0,9 V_n$$

V_n bağlantı kirişi nominal dayanımıdır ve V_p veya $2M_p/e$ değerlerinden küçüğüne eşittir.

$$V_n = \min \left[\begin{array}{c} V_p \\ 2M_p/e \end{array} \right]$$

V_p bağlantı kirişinin kesme cinsinden plastik yük taşıma kapasitesidir ve bölüm 4.3.1.(d)'de verildiği şekilde hesaplanacaktır.

$$V_p = 0,60 (d - 2t_f) t_w \sigma_y = 0,60 \cdot (33 - 2 \cdot 1,15) \cdot 0,75 \cdot 3,6$$

$$V_p = 49,73 \text{ ton}$$

M_p bağlantı kirişinin eğilme cinsinden plastik yük taşıma kapasitesidir ve aşağıda verildiği şekilde hesaplanır.

$$M_p = W_p \sigma_y = 804,3 \cdot 3,6 \Rightarrow M_p = 2895,5 \text{ ton.cm}$$

$$e = 90 \text{ cm} \rightarrow 2M_p/e = 2 \cdot 2895,5/90 = 64,34 \text{ ton}$$

$$V_n = \min \left[\begin{array}{c} V_p = 49,73 \text{ ton} \\ 2M_p/e = 64,34 \text{ ton} \end{array} \right] \Rightarrow V_n = 49,73 \text{ ton}$$

Elastik analiz sonucunda; $V_u = V_{bağ} = 41,96 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu (bkz. **Tablo 7.13**, 5. sütun).

$$V_u \leq 0,9 V_n$$

$$V_u = 41,96 \text{ ton} \leq 0,9 V_n = 0,9 \cdot 49,73 = 44,76 \text{ ton} \quad \text{(uygun)}$$

7.2.5.4. Eksenel Kuvvetin Bağlantı Kirişi Tasarım Kesme Dayanımına Olan Etkisi

Bölüm 4.3.1.(e)'de belirtildiği üzere, bağlantı kirişinin gereken eksenel dayanımı, $0.15P_y$ değerine eşit veya bu değerden küçükse, bağlantı kirişindeki eksenel kuvvetin tasarım kesme dayanımına olan etkisi gözönüne alınmaz.

Elastik analiz sonucunda en alt kattaki bağlantı kirişinde oluşan eksenel kuvvet, $N_u = N_{bag} = 0,07 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu (bkz. **Tablo 7.13**, 3. sütun).

$$N_u = 0,07 \text{ ton} \leq 0,15 A \sigma_y = 0,15 \cdot 62,61 \cdot 3,6 = 33,81 \text{ ton}$$

olduğundan, eksenel kuvvetin bağlantı kirişi tasarım kesme dayanımı üzerindeki etkisi düşünülmeyecektir.

7.2.5.5. Bağlantı Kirişi Dönme Açısı Kontrolü

Bağlantı kirişi dönme açısı γ_p , **Şekil 4.4**'te verildiği gibi hesaplanacaktır. Bu denklemde; L kolonlar arası mesafeyi, h kat yüksekliğini, δ kat ötelemesini, e link uzunluğunu göstermektedir.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{L}{e} \frac{\delta}{h} = \frac{500}{90} \frac{0,73}{350} = 0,012 \text{ radyan}$$

$$e = 90 \text{ cm} \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \frac{2895,5}{49,73} = 93,2 \text{ cm}$$

Bölüm 4.3.1.(g)'nin a maddesinde belirtildiği üzere, uzunluğu $e \leq 1,6M_p/V_p$ olan bağlantı kirişleri için link dönme açısı $\gamma_p \leq 0,08 \text{ radyan}$ olmalıdır. Bu durumda :

$$\gamma_p = 0,012 \text{ radyan} \leq 0,080 \text{ radyan} \quad \textbf{(uygun)}$$

7.2.5.6. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması :

Bölüm 4.3.2.(a)'da belirtildiği üzere, tam derinlikli rijitleştiriciler, çapraz çubuklarla bağlantı kirişlerinin birleştiği yerlerde (yani bağlantı kirişinin her iki ucunda) gövdenin her iki tarafında sağlanmalı ve rijitleştiricilerin, toplam genişliği en az $(b_f - 2t_w)$ ve kalınlığı da en azından $0.75t_w$ veya $3/8 \text{ in.} (= 0,95 \text{ cm})$ değerlerinden

büyük olanı olmalıdır (burada; b_s rijitleştirici genişliğini, t_s rijitleştirici et kalınlığı, h rijitleştirici yüksekliğidir);

$$2b_s \geq b_f - 2t_w$$

$$t_s \geq \max \left[\begin{array}{l} 0,75t_w \\ 3/8in. = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Seçilen rijitleştirici boyutları : $b_s = 7,5 \text{ cm}$ $t_s = 1,0 \text{ cm}$ $h = 30,5 \text{ cm}$

$$2b_s = 2 \cdot 7,5 = 15 \text{ cm} \geq b_f - 2t_w = 16 - 2 \cdot 0,75 = 14,5 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$t_s = 1,0 \text{ cm} \geq \max \left[\begin{array}{l} 0,75t_w = 0,75 \cdot 0,75 = 0,56 \text{ cm} \\ 3/8in. = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right] = 0,95 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

7.2.5.7 Bağlantı Kirişi Ara Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması :

$$e = 90 \text{ cm} \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \frac{2895,5}{49,73} = 93,2 \text{ cm}$$

$$\gamma_p = 0,012 \text{ radyan} \leq 0,020 \text{ radyan}$$

Bölüm 4.3.2.(b)'nin 1. maddesinde belirtildiği üzere, bağlantı kirişi boyu $e \leq 1,6M_p/V_p$ ve link dönme açısı $\gamma_p \leq 0,02 \text{ radyan}$ olduğu durumlarda, bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri aralıklarının $(52t_w - d/5)$ değerini geçmemelidir. Bu durumda, a bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri arasındaki mesafe olmak üzere;

$$a \leq 52 t_w - \frac{d}{5} = 52 \cdot 0,75 - \frac{33}{5} = 32,4 \text{ cm} \Rightarrow a \leq 32,4 \text{ cm}$$

Seçilen aralık : $a = 30 \text{ cm}$.

$$a = 30 \text{ cm} \leq 32,4 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Bölüm 4.3.2.(b)'nin 5. maddesinde belirtildiği üzere, kiriş derinliği 63,5 cm'den (25 in) daha kısa olduğunda, tam derinlikli bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri kiriş gövdesinin yalnızca tek bir tarafında olmalıdır. Bu ara rijitleştiricilerin kalınlığı t_w veya 0,95 cm (3/8 in.) değerlerinden büyük olanından küçük olmamalı ve genişliği de $(b_f/2) - t_w$ değerinden küçük olmamalıdır. IPE 330 profilinin derinliği

$d = 33 \text{ cm}$ değerinde olup, $d = 33 \text{ cm} < 63,5 \text{ cm}$ olduğundan dolayı bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri kiriş gövdesinin yalnızca tek bir tarafında olacak ve gerekli şartları sağlayacaktır.

b_{is} ara rijitleştiricinin genişliğini ve t_{is} ara rijitleştiricinin et kalınlığı olmak üzere;

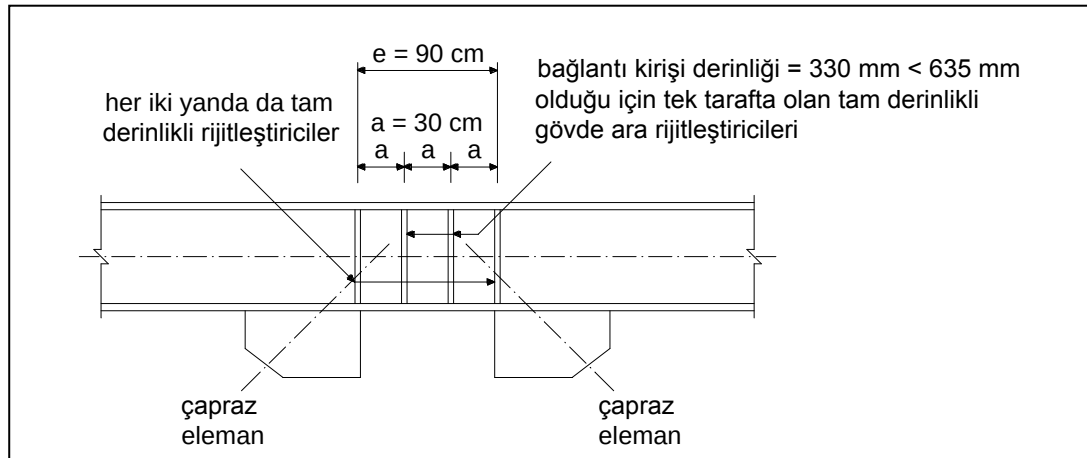
$$b_{is} \geq \frac{b_f}{2} - t_w$$

$$t_{is} \geq \max \left[\begin{array}{c} t_w \\ 3/8 \text{ in.} = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Seçilen ara rijitleştirici boyutları : $b_{is} = 7,5 \text{ cm}$ $t_{is} = 1,0 \text{ cm}$ $h = 30,5 \text{ cm}$

$$b_{is} = 7,5 \text{ cm} \geq \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{16}{2} - 0,75 = 7,25 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$t_{is} = 1,00 \text{ cm} \geq \max \left[\begin{array}{c} t_w = 0,75 \text{ cm} \\ 3/8 \text{ in.} = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right] = 0,95 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$



Şekil 7.7 : Bağlantı Kirişi Rijitleştiricileri

7.2.5.8. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Kaynak Kontrolü

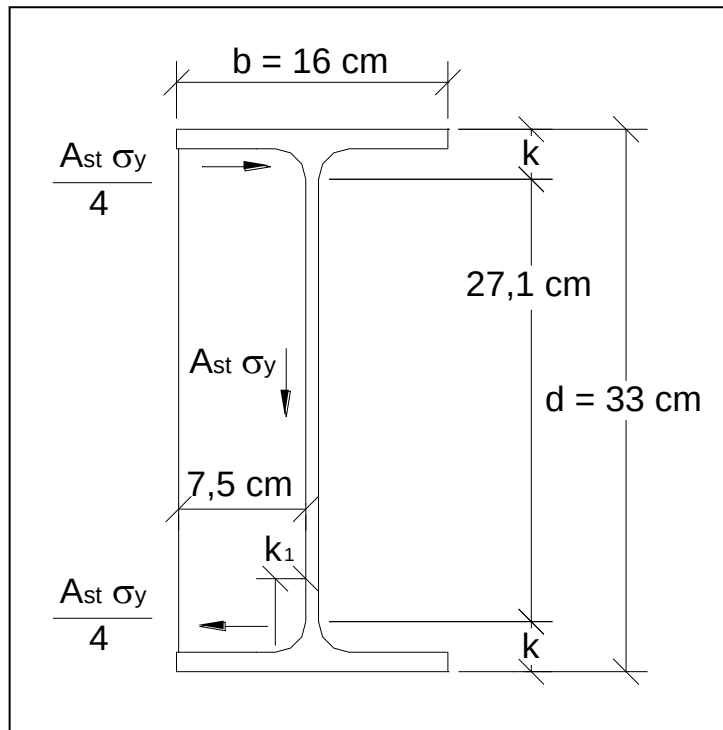
Bölüm 7.2.5.6'da belirlenen bağlantı kirişi rijitleştiricileriyle ve bölüm 7.2.5.7'de belirlenen bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri aynı boyutlardadır ($b_s = b_{is} = 7,5 \text{ cm}$, $t_s = t_{is} = 1,0 \text{ cm}$, $h = 30,5 \text{ cm}$). Fakat ara rijitleştiriciler kiriş gövdesinin yalnızca tek bir tarafında bulunduğundan, kaynak kontrolü yalnızca ara rijitleştiriciler için yapılacak ve bulunan kaynak kalınlığı tüm rijitleştiricilerde uygulanacaktır.

Bölüm 4.3.2.(c)'de belirtildiği üzere; A_{st} rijitleştirici alanı olmak üzere, rijitleştiriciyi bağlantı kirişi gövdesine bağlayan köşe kaynaklarının $(A_{st} \sigma_y)$ değerindeki bir kuvveti, rijitleştiriciyi bağlantı kirişi başlıklarına bağlayan köşe kaynaklarının $(A_{st} \sigma_y / 4)$ değerindeki bir kuvveti aktarabilmelidir.

$$A_{st} = b_{is} t_{is} = 7,5 \cdot 1,0 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \sigma_y = 7,5 \cdot 3,6 = 27 \text{ ton}$$

$$A_{st} \sigma_y / 4 = 7,5 \cdot 3,6 / 4 = 6,75 \text{ ton}$$



Şekil 7.8 : Bağlantı Kirişi Ara Rijitleştiricilerinin Kaynak Kuvvetleri

$$k = r + t_f = 1,8 + 1,15 = 2,95 \text{ cm}$$

$$k_1 = r = 1,8 \text{ cm}$$

TS 3357 çizelge 5'te ST52 için $\sigma_k = \tau_k = 1,7 \text{ ton/cm}^2$ olarak verilmiştir. Aşağıdaki hesaplamalarda; l kaynak dikişinin hesap boyunu, A_k kaynak alanını göstermektedir.

kiriş gövdesindeki kaynak :

seçilen köşe kaynak kalınlığı : $a = 5 \text{ mm}$

$$a < 0,7 t_{\min} \Rightarrow t_{\min} = \min(t_w = 0,75 \text{ cm} , t_{is} = 1,0 \text{ cm}) = 0,75 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ cm} < 0,7 t_{\min} = 0,7 \cdot 0,75 = 0,525 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$l' = d - 2 k = 33 - 2 \cdot 2,95 = 27,1 \text{ cm}$$

$$A_k = 2 a l' = 2 \cdot 0,5 \cdot 27,1 = 27,1 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{A_{st} \sigma_y}{A_k} = \frac{27}{27,1} = 1,00 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau_k = 1,00 \text{ ton/cm}^2 < 1,7 \tau_{kem} = 1,7 \cdot 1,7 = 2,89 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

kiriş başlığındaki kaynak :

seçilen köşe kaynak kalınlığı : $a = 5 \text{ mm}$

$$a < 0,7 t_{\min} \Rightarrow t_{\min} = \min(t_f = 1,15 \text{ cm} , t_{is} = 1,0 \text{ cm}) = 1,0 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ cm} < 0,7 t_{\min} = 0,7 \cdot 1,0 = 0,7 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$l' = b_{is} - k_1 = 7,5 - 1,8 = 5,7 \text{ cm}$$

$$A_k = 2 a l' = 2 \cdot 0,5 \cdot 5,7 = 5,7 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{(A_{st} \sigma_y / 4)}{A_k} = \frac{6,75}{5,7} = 1,18 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau_k = 1,18 \text{ ton/cm}^2 < 1,7 \tau_{kem} = 1,7 \cdot 1,7 = 2,89 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

7.2.5.9. Bağlantı Kirişi Yanal Desteği

Bölüm 4.3.4'te belirtildiği üzere, bağlantı kirişinin hem alt hem üst başlığı bağlantı kirişinin her iki ucunda yanal olarak mesnetlenmeli ve bu mesnetlerin tasarım dayanımı, $0,06 R_y F_y b_f t_f$ olmalıdır.

AISC **Tablo I-6-1**'de [3], ST52 çeliği için $R_y = 1,1$ olarak verilmiştir.

$$0,06 R_y b_f t_f \sigma_y = 0,06 \cdot 1,1 \cdot 33 \cdot 1,15 \cdot 3,6 = 9,02 \text{ ton}$$

Bağlantı kirişi uçlarında, alt ve üst başlıklara etkiyen 9,02 ton değerindeki yanal kuvvetlere karşı gerekli yanal destekler sağlanmalıdır.

7.2.5.10. Bağlantı Kirişine Etkiyen Bileşik Yüklerin Kontrolü

Bağlantı kirişine etkiyen bileşik yükler **Denk.(7.13)** kullanılarak irdelenecektir. Burada bağlantı kirişinin hesabını kolaylaştırmak için, kesme etkilerinin kiriş gövdesiyle, eksenel ve eğilme etkilerinin kiriş başlıklarıyla taşındığı kabul edilmiştir. Buradaki amaç bağlantı kirişinde tamamıyla kesme akması oluştuğunda uygun eğilme dayanımını sağlamaktır. Bu şartın sağlanamaması halinde eğilme akması kesme akmasından önce oluşabilir.

$$\frac{N}{2A_f} + \frac{M}{W_{p,f}} < \sigma_y \quad (7.13)$$

$$N \cong 0$$

$$M = \frac{V_n e}{2} = \frac{49,73 \cdot 90}{2} = 2237,9 \text{ ton.cm}$$

$$W_{p,f} = (h - t_f) b_f t_f = (33 - 1,15) \cdot 16 \cdot 1,15 \Rightarrow W_{p,f} = 764,4 \text{ cm}^3$$

$$\frac{N}{2A_f} + \frac{M}{W_{p,f}} = 0 + \frac{2237,9}{764,4} = 2,93 \text{ ton/cm}^2 < \sigma_y = 3,6 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

7.2.5.11. Kirişin Bağlantı Kirişi Dışında Kalan Kısımının Kontrolü :

Bölüm 4.3.5.(b)'nin 1. maddesinde belirtildiği üzere, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmının gereken dayanımı, $1,1R_y V_n$ değerindeki kesme kuvveti etkisiyle bulunacaktır. Bu kuvvetle, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında oluşan eğilme momenti değeri;

$$M_{u,kiriş} = \frac{1,1 R_y V_n e}{2} = \frac{1,1 \cdot 1,1 \cdot 49,73 \cdot 90}{2} \Rightarrow M_{u,kiriş} = 2707,8 \text{ ton.cm}$$

Kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmına gelen eksenel kuvvet, yapılan elastik analiz sonucunda $N_{kiriş} = 27,40 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu (bkz. **Tablo 7.13**, 4. sütun).

$$N_{kiriş} = 27,40 \text{ ton} \leq 0,15 A \sigma_y = 0,15 \cdot 62,61 \cdot 3,6 = 33,81 \text{ ton}$$

olduğundan, eksenel kuvvet etkisi düşünülmecektir.

$$M_{p,kiriş} = W_p \sigma_y = 804,3 \cdot 3,6 \Rightarrow M_{p,kiriş} = 2895,5 \text{ ton.cm}$$

$$M_{u,kiriş} = 2707,8 \text{ ton.cm} < M_{p,kiriş} = 2895,5 \text{ ton.m} \quad \textbf{(uygun)}$$

Bölüm 4.3.5.(b)'nin 2. maddesinde belirtildiği üzere, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında kararlılığını korumak için yapılacak olan yanal mesnetler, kirişin hem alt hem de üst başlıklarında ve her biri $0,02 b_f t_f \sigma_y$ dayanımında olmalıdır.

$$0,02 b_f t_f \sigma_y = 0,02 \cdot 16 \cdot 1,15 \cdot 3,6 = 1,32 \text{ ton}$$

Bu durumda, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında, alt ve üst başlıklara etkiyen 1,32 ton değerindeki yanal kuvvetlere karşı gerekli yanal destekler sağlanmalıdır.

7.2.6 Çapraz Elemanın Boyutlandırılması

Seçilen Kesit : **HE 240 B**

$d = 24 \text{ cm}$	$b = 24 \text{ cm}$	$A = 106 \text{ cm}^2$
$t_f = 1,7 \text{ cm}$	$t_w = 1,0 \text{ cm}$	$W_x = 938,3 \text{ cm}^3$
$I_x = 11260 \text{ cm}^4$	$i_x = 10,31 \text{ cm}$	$i_y = 6,08 \text{ cm}$

7.2.6.1. Seçilen Çapraz Eleman Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f)” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w)” oranları, ASD’de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 24/(2 \cdot 1,7) = 7,1 < 9,2 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$d/t_w < 90,5 \Rightarrow 24/1,0 = 24 < 90,5 \quad \textbf{(uygun)}$$

7.2.6.2. Çapraz Elemanın Analizi

4.3.5.(a)’da belirtildiği üzere, çapraz elemanın gerekli birleşik eksenel ve eğilme dayanımı, bağlantı kirişinin nominal kesme dayanımının $R_y V_n$ değerinin %125 arttırılarak pekleşmenin hesaba katılmasıyla bulunan eksenel kuvvetler ve momentler olacaktır. Aşağıda $V_{örgü}$ olarak gösterilen kuvvet, bağlantı kirişinden çapraz elemana

$\lambda = 67$ için TS 648 **çizelge-8**'de ST52 çeliğine ait basınç emniyet gerilmesi değeri,
 $\sigma_{bem} = 1317 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{79,32}{106} = 0,748 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{eb} = 748 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} > 0,15 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} \leq 0,15 \Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} = \frac{871}{1,33 \cdot 1682,4} = 0,39 > 0,15$$

$$I_{yb} = t_f \frac{b_f^3}{12} = 1,7 \frac{24^3}{12} \Rightarrow I_{yb} \cong 1958,4 \text{ cm}^4$$

$$F_{yb} = b_f t_f + \left(\frac{d - 2t_f}{2} \frac{1}{3} \right) t_w$$

$$F_{yb} = 24 \cdot 1,7 + \left(\frac{24 - 2 \cdot 1,7}{6} \right) \cdot 1,0 \Rightarrow F_{yb} = 44,23 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{I_{yb}/F_{yb}} = \sqrt{1958,4/44,23} \Rightarrow i_{yb} = 6,65 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \Rightarrow C_b = 1,75$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y < 0,6 \cdot 1,33 \sigma_y$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \geq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \frac{10000000 C_b}{(s/i_{yb})^2}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{s}{i_{yb}} &= \frac{406}{6,65} = 61,05 \\ \sqrt{\frac{30\,000\,000 \, C_b}{\sigma_y}} &= \sqrt{\frac{30\,000\,000 \cdot 1,75}{3600}} = 120,76 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} < \sqrt{\frac{30\,000\,000 \, C_b}{\sigma_y}}$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90\,000\,000 \, C_b} \right] \sigma_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (61,05)^2}{90\,000\,000 \cdot 1,75} \right] \cdot 3600 < 0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600$$

$$\sigma_B = 2093 \, \text{kg/cm}^2 < 2873 \, \text{kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_B = 2093 \, \text{kg/cm}^2$$

TS 648 madde 3.4'te yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçeveler için $C_m = 0,85$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_e' = \frac{\pi^2 E}{(K s/i_b)^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 21000000}{(406/10,31)^2} \Rightarrow \sigma_e' = 13352 \, \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W_x} = \frac{878}{938,3} = 0,936 \, \text{ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 936 \, \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \, \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \, \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}'}\right) \sigma_{Bx}} = \frac{748}{1,33 \cdot 1317} + \frac{0,85 \cdot 936}{\left(1 - \frac{748}{13352}\right) \cdot 2093} = 0,83 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \, \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{748}{0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600} + \frac{936}{2093} = 0,71 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

7.2.7. Kolonun Boyutlandırılması

Seçilen Kesit : **HE 260 B**

$d = 26 \, \text{cm}$	$b = 26 \, \text{cm}$	$A = 118,4 \, \text{cm}^2$
$t_f = 1,75 \, \text{cm}$	$t_w = 1,0 \, \text{cm}$	$W_x = 1148 \, \text{cm}^3$
$I_x = 14920 \, \text{cm}^4$	$i_x = 11,22 \, \text{cm}$	$i_y = 6,58 \, \text{cm}$

7.2.7.1. Seçilen Kolon Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f)” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w)” oranları, ASD'de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği

için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 26/(2 \cdot 1,75) = 7,42 < 9,2 \quad (\text{uygun})$$

$$d/t_w < 90,5 \Rightarrow 26/1,0 = 26 < 90,5 \quad (\text{uygun})$$

7.2.7.2. Kolonun Boyutlandırılmasında Kullanılacak Olan Yük Birleşimi

UBC 2.32, **Tablo 16-N**'de belirtildiği üzere, kolonun boyutlandırılmasında kullanılacak olan yük birleşimi aşağıdaki gibidir (burada; $\ddot{O}Y$ ölü yükleri, HY hareketli yükleri, DY deprem yüklerini göstermektedir. ξ katsayısı dışmerkez çaprazlı çerçeveler için değeri 2,8 olarak alınacaktır.);

$$1,0 \ddot{O}Y + 0,7 HY + \xi DY \Rightarrow 1,0 \ddot{O}Y + 0,7 HY + 2,8 DY$$

Bu yük birleşimi, SAP2000 programıyla sisteme uygulandığında en alt kat kolonlarında oluşan kesit tesirleri aşağıdaki gibi bulunmuştur;

$$V = 0,01 \text{ ton}, N = -157,12 \text{ ton}, M_{üst} = 0,04 \text{ ton.m}$$

7.2.7.3. Kolon İçin Gereken Gerilme Kontrolleri :

$$\lambda = \frac{k l}{r_y} = \frac{1 \cdot 350}{6,58} \cong 53$$

$\lambda = 53$ için TS 648 **çizelge-8**'de ST52 çeliğine ait basınç emniyet gerilmesi değeri, $\sigma_{bem} = 1528 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{157,12}{118,4} = 1,327 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{eb} = 1327 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} > 0,15 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1 \end{array} \right.$$

$$\triangleright \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} \leq 0,15 \Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} = \frac{1327}{1,33 \cdot 1873} = 0,53 > 0,15$$

$$I_{yb} = t_f \frac{b_f^3}{12} = 1,75 \frac{26^3}{12} \Rightarrow I_{yb} \cong 2563 \text{ cm}^4$$

$$F_{yb} = b_f t_f + \left(\frac{d - 2t_f}{2} \frac{1}{3} \right) t_w$$

$$F_{yb} = 26 \cdot 1,75 + \left(\frac{26 - 2 \cdot 1,75}{6} \right) \cdot 1,0 \Rightarrow F_{yb} = 49,25 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{I_{yb}/F_{yb}} = \sqrt{2563/49,25} \Rightarrow i_{yb} = 7,21 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \Rightarrow C_b = 1,75$$

$$\triangleright \frac{s}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y < 0,6 \cdot 1,33 \sigma_y$$

$$\triangleright \frac{s}{i_{yb}} \geq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \frac{10000000 C_b}{(s/i_{yb})^2}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{s}{i_{yb}} &= \frac{350}{7,21} = 48,54 \\ \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} &= \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,75}{3600}} = 120,76 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} < \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}}$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (48,54)^2}{90000000 \cdot 1,75} \right] \cdot 3600 < 0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600$$

$$\sigma_B = 2206 \text{ kg/cm}^2 < 2873 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_B = 2206 \text{ kg/cm}^2$$

TS 648 madde 3.4'te yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçeveler için $C_m = 0,85$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_e' = \frac{\pi^2 E}{(K s/i_b)^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 2100000}{(350/11,22)^2} \Rightarrow \sigma_e' = 21278 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W_x} = \frac{4}{1148} = 0,003 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}'}\right) \sigma_{Bx}} = \frac{1327}{1,33 \cdot 1528} + \frac{0,85 \cdot 3}{\left(1 - \frac{1327}{21278}\right) \cdot 2206} = 0,65 \leq 1 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{1327}{0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600} + \frac{3}{2206} = 0,46 \leq 1 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_i} < 1,33 \tau_{em} = 1,33 \cdot 1,247 = 1,659 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau = \frac{0,01}{1,0 \cdot 22,5} = 0,0004 \text{ ton/cm}^2 < 1,659 \text{ ton/cm}^2 \quad \textbf{(uygun)}$$

7.2.8. Bağlantı Kirişiyle Çapraz Eleman Birleşimi

Bağlantı kirişiyle çapraz eleman birleşiminde, çapraz elemanda oluşan $N = 79,32 \text{ ton}$ eksenel kuvveti ve $M = 8,78 \text{ ton.m}$ eğilme momentini aktarabilecek bir boyutlandırma yapılacaktır.

7.2.9. Kiriş-Kolon Birleşimi

Kiriş – kolon birleşiminde; kirişten kolona aktarılabilecek yüklere ilaveten, çapraz elemanda oluşan $N = 79,32 \text{ ton}$ eksenel kuvvetini aktarabilecek bir boyutlandırma yapılacaktır.

Tablo 7.15 : Elastik Analiz Sonucunda 2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Oluşan Kat Ötelemeleri

Kat No.	Görelî Kat Ötelemesi δ_x (cm)	Toplam Görelî Kat Ötelemesi δ_t (cm)
3	0,32	1,10
2	0,39	0,78
1	0,39	0,39

Tablo 7.16 : Elastik Analiz Sonucunda 2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevenin Elemanlarında Oluşan Kesit Tesirleri

Kat No.	V_x (ton)	$N_{bağ}$ (ton)	$N_{kiriş}$ (ton)	$V_{bağ}$ (ton)	$M_{bağ}$ (ton.m)	$M_{örgü}$ (ton.m)
3	23,438	11,82	1,74	7,63	3,67	3,48
2	46,919	26,38	6,03	14,79	7,14	6,43
1	58,660	34,44	10,29	19,02	9,26	6,98

7.3.4. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü :

ABYYHY bölüm 6.10.1’de görelî kat ötelemeleri için bir sınırlama verilmiştir. Bu maddeye göre, hesaplanan görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri olan $(\delta_i)_{\max}$, **Denk.(7.12)**’de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacaktır.

$$(\delta_i)_{\max} / h_i \leq \begin{bmatrix} 0,0035 \\ 0,02/R \end{bmatrix}$$

Kat yükseklikleri $h_1 = h_2 = h_3 = 350 \text{ cm}$ ve deprem yükü azaltma katsayısı $R = 7$ değerleri yukarıdaki denklemde yerine konulursa;

$$(\delta_i)_{\max} \leq \begin{bmatrix} 0,0035 \cdot h_i = 0,0035 \cdot 350 = 1,225 \text{ cm} \\ (0,02/R) \cdot h_i = 0,02/7 \cdot 350 = 1,0 \text{ cm} \end{bmatrix} \Rightarrow (\delta_i)_{\max} \leq 1,0 \text{ cm}$$

Bu durumda bütün görelî kat ötelemeleri, $(\delta_i)_{\max} \leq 1,0 \text{ cm}$ şartını sağlamalıdır. Bölüm 7.3.3'te hesaplanarak **Tablo 7.15**'te verilen görelî kat öteleme değerlerinin bu şartı sağladıkları **Tablo 7.17**'de gösterilmiştir.

Tablo 7.17 : Görelî Kat Ötelemelerinin Sınır Değere Göre Kontrolü

Kat No.	δ_i (cm)	$(\delta_i)_{\max}$ (cm)
3	0,32	1,0
2	0,39	1,0
1	0,39	1,0

7.3.5. Bağlantı Kirişinin Boyutlandırılması :

Seçilen Kesit : **IPE 270**

$d = 27 \text{ cm}$	$b = 13,5 \text{ cm}$	$r = 1,5 \text{ cm}$
$t_f = 1,02 \text{ cm}$	$t_w = 0,66 \text{ cm}$	$A = 45,95 \text{ cm}^2$
$I_x = 5790 \text{ cm}^4$	$i_x = 11,23 \text{ cm}$	$i_y = 3,02 \text{ cm}$
$W_{pl,x} = 484 \text{ cm}^3$	$W_x = 428,9 \text{ cm}^3$	

7.3.5.1. Bağlantı Kirişinin Boyu

Bölüm 5.1.(a)'da belirtildiği üzere, bağlantı kirişinin boyu açıklığın 1/5'i ile 1/10'u arasında seçilmelidir. Açıklık değeri $L = 5 \text{ m}$ olduğuna göre, e bağlantı kirişi boyu için sınır değerleri;

$$\frac{L}{10} \leq e \leq \frac{L}{5} \rightarrow L = 5 \text{ m} \Rightarrow 0,5 \text{ m} \leq e \leq 1 \text{ m}$$

Yukarıdaki eşitlikten, bağlantı kirişinin boyu $e = 0,5 \text{ m}$ olarak seçilmesi uygundur.

7.3.5.2. Seçilen Kiriş Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f) ” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w) ” oranları, ASD'de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 13,5/(2 \cdot 1,02) = 6,6 < 9,2 \quad (\text{uygun})$$

$$d/t_w < 90,5 \Rightarrow 27/0,66 = 40,9 < 90,5 \quad (\text{uygun})$$

7.3.5.3. Eksenel Kuvvetin Bağlantı Kirişi Tasarım Kesme Dayanımına Olan Etkisi

Bölüm 4.3.1.(e)'de belirtildiği üzere, bağlantı kirişinin gereken eksenel dayanımı, $0,15P_y$ değerine eşit veya bu değerden küçükse, bağlantı kirişindeki eksenel kuvvetin tasarım kesme dayanımına olan etkisi gözönüne alınmaz.

Elastik analiz sonucunda en alt kattaki bağlantı kirişinde oluşan eksenel kuvvet, $N_u = N_{bağ} = 34,44 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu (bkz. **Tablo 7.13**, 3. sütun).

$$N_u = 34,44 \text{ ton} > 0,15 A \sigma_y = 0,15 \cdot 45,95 \cdot 3,6 = 24,81 \text{ ton}$$

olduğundan, eksenel kuvvetin bağlantı kirişi tasarım kesme dayanımı üzerindeki etkisi hesaba katılacaktır.

7.3.5.4. Bağlantı Kirişi Kesme Kuvveti Kontrolü

Bölüm 4.3.1.(f)'te belirtildiği üzere, eksenel kuvvetin etkisinin hesaba katılmasıyla, gövdeye etkiyen kesme kuvveti (V_u), bağlantı kirişi tasarım kesme dayanımı olan ϕV_{pa} veya $2\phi M_{pa}/e$ değerlerinden küçüğüne eşit olanını aşmayacaktır.

$$V_u \leq \min \left[\begin{array}{l} \phi V_{pa} \\ 2\phi M_{pa}/e \end{array} \right]$$

V_{pa} ve M_{pa} değerleri eksenel kuvvet nedeniyle azaltılmış olan kesme ve eğilme cinsinden plastik yük taşıma kapasiteleridir, aşağıda verildiği gibi hesaplanacaktır (bkz. **Denk.(4.1)** ve **(4.2)**).

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2}$$

$$M_{pa} = 1,18 M_p [1 - (P_u/P_y)]$$

V_p ve M_p değerleri bölüm 4.3.1.(d)'de verildiği gibi, aşağıda hesaplanmıştır.

$$V_p = 0,60 (d - 2t_f) t_w \sigma_y = 0,60 \cdot (27 - 2 \cdot 1,02) \cdot 0,66 \cdot 3,6 \Rightarrow V_p = 35,58 \text{ ton}$$

$$M_p = W_p \sigma_y = 484 \cdot 3,6 \Rightarrow M_p = 1742,4 \text{ ton.cm}$$

$$P_y = A \sigma_y = 45,95 \cdot 3,6 = 165,42 \text{ ton}$$

Bulunan bu değerler V_{pa} ve M_{pa} için olan denklemlerde yerine konulursa;

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2} = 35,58 \sqrt{1 - (34,44/165,42)^2} \Rightarrow V_{pa} = 34,80 \text{ ton}$$

$$M_{pa} = 1,18 M_p [1 - (P_u/P_y)] = 1,18 \cdot 1742,4 [1 - (34,44/165,42)]$$

$$M_{pa} = 1628 \text{ ton.cm}$$

$$\phi V_{pa} = 0,9 \cdot 34,80 = 31,32 \text{ ton}$$

$$e = 50 \text{ cm} \rightarrow 2\phi M_{pa}/e = 2 \cdot 0,9 \cdot 1628/50 = 58,61 \text{ ton}$$

Elastik analiz sonucunda; $V_u = V_{bağ} = 19,02 \text{ ton}$ olarak bulunmuştur (bkz.

Tablo 7.16, 5. sütun).

$$V_u = 19,02 \text{ ton} \leq \min \left[\frac{\phi V_{pa}}{2\phi M_{pa}/e} \right] = \min \left[\frac{31,32 \text{ ton}}{58,61 \text{ ton}} \right] = 31,32 \text{ ton} \quad (\text{uygun})$$

Eksenel kuvvet etkisinin hesaba katıldığı bağlantı kirişlerinde, bölüm **4.3.1.(f)**'de belirtildiği üzere, bağlantı kirişinin boyu için de ilave bir sınırlama getirilmiştir (bkz.

Denk.(4.3) ve **(4.4)**). Buna göre bağlantı kirişinin boyu aşağıdaki değerleri geçmeyecektir ($A_w = (d_b - 2t_f)t_w$ ve $\rho' = P_u/V_u$ şeklinde hesaplanacaktır)

$$\rho' (A_w/A_g) \geq 0,3 \text{ olduğunda, } e < [1,15 - 0,5 \rho' (A_w/A_g)] 1,6 M_p / V_p$$

$$\rho' (A_w/A_g) < 0,3 \text{ olduğunda, } e < 1,6 M_p / V_p$$

$$\rho' = P_u/V_u = 34,44/19,02 = 1,81$$

$$A_w = (d_b - 2t_f)t_w = (27 - 2 \cdot 1,02) 0,66 = 16,47 \text{ cm}^2$$

$$\rho' (A_w/A_g) = 1,81(16,47/45,95) = 0,65 > 0,30$$

$$e < [1,15 - 0,5 \rho' (A_w/A_g)] 1,6 M_p / V_p = [1,15 - 0,5 \cdot 0,65] \cdot 1,6 \cdot 1742,4/35,58$$

$$e = 50 \text{ cm} < 64,6 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

7.3.5.5. Bağlantı Kirişi Dönme Açısı Kontrolü

Bağlantı kirişi dönme açısı γ_p , Şekil 4.4'te verildiği gibi hesaplanacaktır. Bu denklemde; L kolonlar arası mesafeyi, h kat yüksekliğini, δ kat ötelemesini, e bağlantı kirişi uzunluğunu göstermektedir.

$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p = \frac{L}{2e} \frac{\delta}{h} = \frac{500}{2 \cdot 50} \frac{0,39}{350} = 0,006 \text{ radyan}$$

$$e = 50 \text{ cm} \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \frac{1742,4}{35,58} = 78,4 \text{ cm}$$

Bölüm 4.3.1.(g)'nin a maddesinde belirtildiği üzere, uzunluğu $e \leq 1,6M_p/V_p$ olan bağlantı kirişleri için link dönme açısı $\gamma_p \leq 0,08 \text{ radyan}$ olmalıdır. Bu durumda :

$$\gamma_p = 0,006 \text{ radyan} \leq 0,080 \text{ radyan} \quad \textbf{(uygun)}$$

7.3.5.6. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması :

Bölüm 4.3.2.(a)'da belirtildiği üzere, tam derinlikli rijitleştiriciler, çapraz çubuklarla bağlantı kirişlerinin birleştiği yerlerde (yani bağlantı kirişinin her iki ucunda) gövdenin her iki tarafında sağlanmalı ve rijitleştiricilerin, toplam genişliği en az $(b_f - 2t_w)$ ve kalınlığı da en azından $0,75t_w$ veya $3/8 \text{ in.} (= 0,95 \text{ cm})$ değerlerinden büyük olanı olmalıdır (burada; b_s rijitleştirici genişliğini, t_s rijitleştirici et kalınlığı, h rijitleştirici yüksekliğidir);

$$2b_s \geq b_f - 2t_w$$

$$t_s \geq \max \left[\begin{array}{l} 0,75t_w \\ 3/8 \text{ in.} = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Seçilen rijitleştirici boyutları : $b_s = 6,5 \text{ cm}$ $t_s = 1,0 \text{ cm}$ $h = 24,5 \text{ cm}$

$$2b_s = 2 \cdot 6,5 = 13 \text{ cm} \geq b_f - 2t_w = 13,5 - 2 \cdot 0,66 = 12,18 \text{ cm} \quad \textbf{(uygun)}$$

$$t_s = 1,0 \text{ cm} \geq \max \left[\begin{array}{l} 0,75t_w = 0,75 \cdot 0,66 = 0,5 \text{ cm} \\ 3/8 \text{ in.} = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right] = 0,95 \text{ cm} \quad \textbf{(uygun)}$$

7.3.5.7 Bağlantı Kirişi Ara Rijitleştiricilerinin Boyutlandırılması :

$$e = 50 \text{ cm} \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \frac{1742,4}{35,58} = 78,4 \text{ cm}$$

$$\gamma_p = 0,006 \text{ radyan} \leq 0,020 \text{ radyan}$$

Bölüm 4.3.2.(b)'nin 1. maddesinde belirtildiği üzere, bağlantı kirişi boyu $e \leq 1,6 M_p / V_p$ ve bağlantı kirişi dönme açısı $\gamma_p \leq 0,02 \text{ radyan}$ olduğu durumlarda, bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri aralıklarının $(52t_w - d/5)$ değerini geçmemelidir. Bu durumda, a bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri arasındaki mesafe olmak üzere;

$$a \leq 52 t_w - \frac{d}{5} = 52 \cdot 0,66 - \frac{27}{5} = 28,9 \text{ cm} \Rightarrow a \leq 28,9 \text{ cm}$$

Seçilen aralık : $a = 25 \text{ cm}$.

$$a = 25 \text{ cm} \leq 28,9 \text{ cm} \quad \textbf{(uygun)}$$

Bölüm 4.3.2.(b)'nin 5. maddesinde belirtildiği üzere, kiriş derinliği 63,5 cm'den (25 in) daha kısa olduğunda, tam derinlikli bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri kiriş gövdesinin yalnızca tek bir tarafında olmalıdır. Bu ara rijitleştiricilerin kalınlığı t_w veya 0,95 cm (3/8 in.) değerlerinden büyük olanından küçük olmamalı ve genişliği de $(b_f/2) - t_w$ değerinden küçük olmamalıdır. IPE 270 profilinin derinliği $d = 27 \text{ cm}$ değerinde olup, $d = 27 \text{ cm} < 63,5 \text{ cm}$ olduğundan dolayı bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri kiriş gövdesinin yalnızca tek bir tarafında olacak ve gerekli şartları sağlayacaktır.

b_{is} ara rijitleştiricinin genişliğini ve t_{is} ara rijitleştiricinin et kalınlığı olmak üzere;

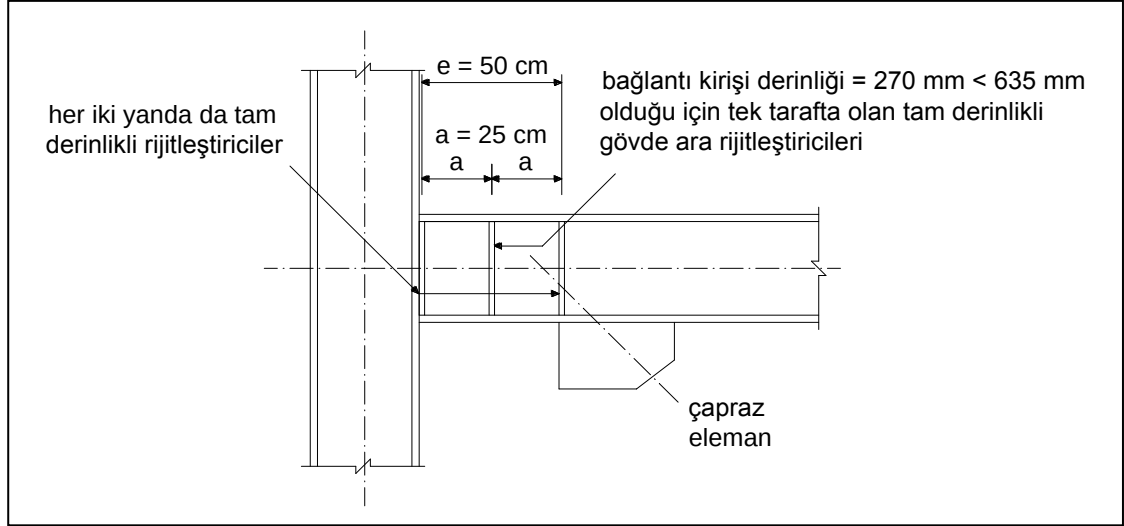
$$b_{is} \geq \frac{b_f}{2} - t_w$$

$$t_{is} \geq \max \left[\begin{array}{c} t_w \\ 3/8 \text{ in.} = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Seçilen ara rijitleştirici boyutları : $b_{is} = 6,5 \text{ cm}$ $t_{is} = 1,0 \text{ cm}$ $h = 24,5 \text{ cm}$

$$b_{is} = 6,5 \text{ cm} \geq \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{13,5}{2} - 0,66 = 6,09 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$t_{is} = 1,00 \text{ cm} \geq \max \left[\begin{array}{l} t_w = 0,66 \text{ cm} \\ 3/8 \text{ in.} = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right] = 0,95 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$



Şekil 7.11 : Bağlantı Kirişi Rijitleştiricileri

7.3.5.8. Bağlantı Kirişi Rijitleştiricilerinin Kaynak Kontrolü

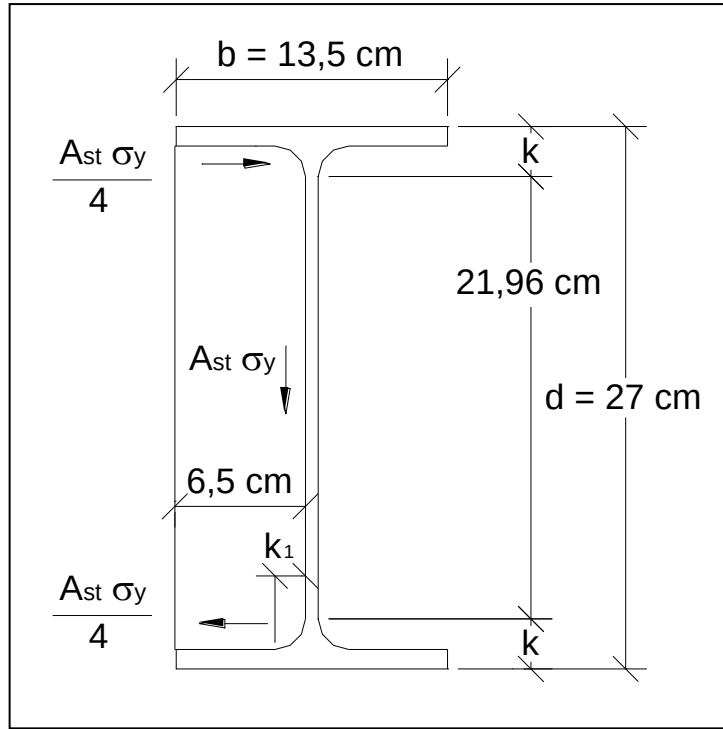
Bölüm 7.3.5.6’da belirlenen bağlantı kirişi rijitleştiricileriyle ve bölüm 7.3.5.7’de belirlenen bağlantı kirişi ara rijitleştiricileri aynı boyutlardadır ($b_s = b_{is} = 6,5 \text{ cm}$, $t_s = t_{is} = 1,0 \text{ cm}$, $h = 24,5 \text{ cm}$). Fakat ara rijitleştiriciler kiriş gövdesinin yalnızca tek bir tarafında bulunduğundan, kaynak kontrolü yalnızca ara rijitleştiriciler için yapılacak ve bulunan kaynak kalınlığı tüm rijitleştiricilerde uygulanacaktır.

Bölüm 4.3.2.(c)’de belirtildiği üzere; A_{st} rijitleştirici alanı olmak üzere, rijitleştiriciyi bağlantı kirişi gövdesine bağlayan köşe kaynakların ($A_{st} \sigma_y$) değerindeki bir kuvveti, rijitleştiriciyi bağlantı kirişi başlıklarına bağlayan köşe kaynakların ($A_{st} \sigma_y / 4$) değerindeki bir kuvveti aktarabilmelidir.

$$A_{st} = b_{is} t_{is} = 6,5 \cdot 1,0 = 6,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \sigma_y = 6,5 \cdot 3,6 = 23,4 \text{ ton}$$

$$A_{st} \sigma_y / 4 = 6,5 \cdot 3,6 / 4 = 5,85 \text{ ton}$$



Şekil 7.12 : Bağlantı Kirişi Ara Rijitleştiricilerinin Kaynak Kuvvetleri

$$k = r + t_f = 1,5 + 1,02 = 2,52 \text{ cm}$$

$$k_1 = r = 1,5 \text{ cm}$$

TS 3357 **çizelge 5**'te ST52 için $\sigma_k = \tau_k = 1,7 \text{ ton/cm}^2$ olarak verilmiştir. Aşağıdaki hesaplamalarda; l' kaynak dikişinin hesap boyunu, A_k kaynak alanını göstermektedir.

kiriş gövdesindeki kaynak :

seçilen köşe kaynak kalınlığı : $a = 5 \text{ mm}$

$$a \leq 0,7 t_{\min} \Rightarrow t_{\min} = \min(t_w = 0,66 \text{ cm} , t_{is} = 1,0 \text{ cm}) = 0,66 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ cm} \leq 0,7 t_{\min} = 0,7 \cdot 0,66 \cong 0,5 \text{ cm} \quad \textbf{(uygun)}$$

$$l' = d - 2 k = 27 - 2 \cdot 2,52 = 21,96 \text{ cm}$$

$$A_k = 2 a l' = 2 \cdot 0,5 \cdot 21,96 = 21,96 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{A_{st} \sigma_y}{A_k} = \frac{23,4}{21,96} = 1,07 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau_k = 1,07 \text{ ton/cm}^2 < 1,7 \tau_{kem} = 1,7 \cdot 1,7 = 2,89 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

kiriş başlığındaki kaynak :

seçilen köşe kaynak kalınlığı : $a = 5 \text{ mm}$

$$a < 0,7 t_{\min} \Rightarrow t_{\min} = \min(t_f = 1,02 \text{ cm} , t_{is} = 1,0 \text{ cm}) = 1,02 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ cm} < 0,7 t_{\min} = 0,7 \cdot 1,02 = 0,71 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$l' = \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) - k_1 = 6,42 - 1,5 = 4,92 \text{ cm}$$

$$A_k = 2 a l' = 2 \cdot 0,5 \cdot 4,92 = 4,92 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{(A_{st} \sigma_y / 4)}{A_k} = \frac{5,85}{4,92} = 1,19 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau_k = 1,19 \text{ ton/cm}^2 < 1,7 \tau_{kem} = 1,7 \cdot 1,7 = 2,89 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

7.3.5.9. Bağlantı Kirişi Yanal Desteği

Bölüm 4.3.4'te belirtildiği üzere, bağlantı kirişinin hem alt hem üst başlığı bağlantı kirişinin ucunda yanal olarak mesnetlenmeli ve bu mesnetlerin tasarım dayanımı, $0,06 R_y F_y b_f t_f$ olmalıdır.

AISC **Tablo I-6-1**'de, ST52 çeliği için $R_y = 1,1$ olarak verilmiştir.

$$0,06 R_y b_f t_f \sigma_y = 0,06 \cdot 1,1 \cdot 27 \cdot 1,02 \cdot 3,6 = 6,54 \text{ ton}$$

Bağlantı kirişi uçlarında, alt ve üst başlıklara etkiyen 6,54 ton değerindeki yanal kuvvetlere karşı gerekli yanal destekler sağlanmalıdır.

7.3.5.10. Bağlantı Kirişine Etkiyen Bileşik Yüklerin Kontrolü

Bağlantı kirişine etkiyen bileşik yükler **Denk.(7.13)** kullanılarak irdelenecektir. Burada bağlantı kirişinin hesabını kolaylaştırmak için, kesme etkilerinin kiriş gövdesiyle, aksenal ve eğilme etkilerinin kiriş başlıklarıyla taşındığı kabul edilmiştir. Buradaki amaç bağlantı kirişinde tamamıyla kesme akması oluştuğunda uygun eğilme dayanımını sağlamaktır. Bu şartın sağlanamaması halinde eğilme akması kesme akmasından önce oluşabilir.

$$\frac{N}{2 A_f} + \frac{M}{W_{p,f}} < \sigma_y$$

$$N = 34,44 \text{ ton}$$

$$A_f = b_f t_f = 13,5 \cdot 1,02 = 13,77 \text{ ton}$$

$$M = \frac{V_n e}{2} = \frac{31,32 \cdot 50}{2} = 783 \text{ ton.cm}$$

$$W_{p,f} = (h - t_f) b_f t_f = (27 - 1,02) \cdot 13,5 \cdot 1,02 \Rightarrow W_{p,f} = 357,74 \text{ cm}^3$$

$$\frac{N}{2 A_f} + \frac{M}{W_{p,f}} = \frac{34,44}{2 \cdot 13,77} + \frac{783}{357,74} = 3,44 \text{ ton/cm}^2 < \sigma_y = 3,6 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

7.3.5.11. Kirişin Bağlantı Kirişi Dışında Kalan Kısımının Kontrolü :

Bölüm 4.3.5.(b)'nin 1. maddesinde belirtildiği üzere, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmının gereken dayanımı, $1,1 R_y V_n$ değerindeki kesme kuvveti etkisiyle bulunacaktır. Bu kuvvetle, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında oluşan eğilme momenti değeri;

$$M_{u,kiriş} = \frac{1,1 R_y V_n e}{2} = \frac{1,1 \cdot 1,1 \cdot 31,32 \cdot 50}{2} \Rightarrow M_{u,kiriş} = 947,43 \text{ ton.cm}$$

Kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmına gelen eksenel kuvvet, yapılan elastik analiz sonucunda $N_{kiriş} = 10,29 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu (bkz. **Tablo 7.16**, 4. sütun).

$$N_{kiriş} = 10,29 \text{ ton} \leq 0,15 A \sigma_y = 0,15 \cdot 45,95 \cdot 3,6 = 24,81 \text{ ton}$$

olduğundan, eksenel kuvvet etkisi düşünülmeyecektir.

$$M_{p,kiriş} = W_p \sigma_y = 484 \cdot 3,6 \Rightarrow M_{p,kiriş} = 1742,4 \text{ ton.cm}$$

$$M_{u,kiriş} = 947,43 \text{ ton.cm} < M_{p,kiriş} = 1742,4 \text{ ton.m} \quad (\text{uygun})$$

Bölüm 4.3.5.(b)'nin 2. maddesinde belirtildiği üzere, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında kararlılığını korumak için yapılacak olan yanal mesnetler, kirişin hem alt hem de üst başlıklarında ve her biri $0,02 b_f t_f \sigma_y$ dayanımında olmalıdır.

$$0,02 b_f t_f \sigma_y = 0,02 \cdot 13,5 \cdot 1,02 \cdot 3,6 = 0,99 \text{ ton}$$

Bu durumda, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında, alt ve üst başlıklara etkiyen 0,99 ton değerindeki yanal kuvvetlere karşı gerekli yanal destekler sağlanmalıdır.

7.3.6. Çapraz Elemanın Boyutlandırılması

Seçilen Kesit : **HE 240 B**

$d = 24 \text{ cm}$	$b = 24 \text{ cm}$	$A = 106 \text{ cm}^2$
$t_f = 1,7 \text{ cm}$	$t_w = 1,0 \text{ cm}$	$W_x = 938,3 \text{ cm}^3$
$I_x = 11260 \text{ cm}^4$	$i_x = 10,31 \text{ cm}$	$i_y = 6,08 \text{ cm}$

7.3.6.1. Seçilen Çapraz Eleman Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f)” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w)” oranları, ASD’de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 24/(2 \cdot 1,7) = 7,1 < 9,2 \quad \text{(uygun)}$$

$$d/t_w < 90,5 \Rightarrow 24/1,0 = 24 < 90,5 \quad \text{(uygun)}$$

7.3.6.2. Çapraz Elemanın Analizi

Bölüm 4.3.5.(a)’da belirtildiği üzere, çapraz elemanın gerekli birleşik eksenel ve eğilme dayanımı, bağlantı kirişinin nominal kesme dayanımının $R_y V_n$ değerinin %125 arttırılarak pekleşmenin hesaba katılmasıyla bulunan eksenel kuvvetler ve momentler olacaktır. Aşağıda $V_{örgü}$ olarak gösterilen kuvvet, bağlantı kirişinden çapraz elemana aktarılabacak olan kuvvettir (bkz. Şekil 7.13), $M_{örgü}^*$ olarak gösterilense $V_{örgü}$ kuvvetiyle çapraz elemanda oluşacak olan momenttir.

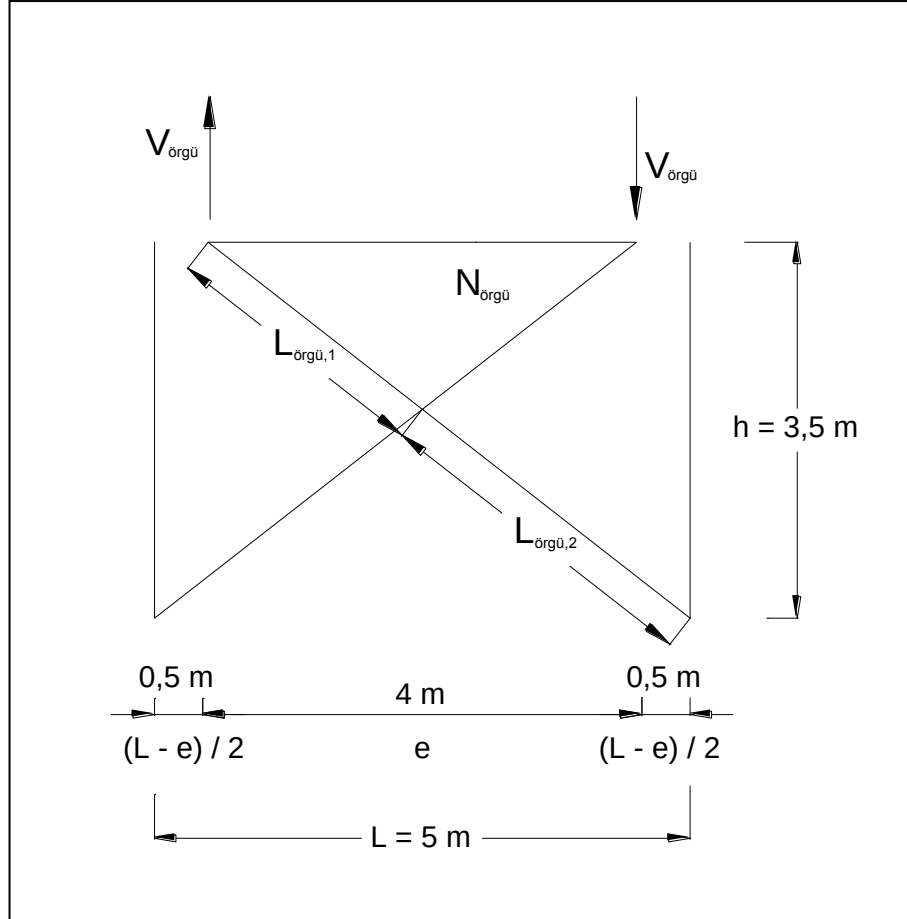
$$V_{örgü} = 1,25 R_y V_n = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 31,32 = 43,07 \text{ ton}$$

$V_{örgü}$ kuvvetine bağlı olarak, çapraz elemanda oluşacak olan moment değeri;

$$M_{örgü}^* = 1,25 R_y \frac{V_n}{V_u} M_{örgü} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot \frac{31,32}{19,02} \cdot 6,98 = 15,80 \text{ ton.m}$$

$$L_{örgü} = \sqrt{\left(\frac{L+e}{2}\right)^2 + h^2} = \sqrt{450^2 + 350^2} \Rightarrow L_{örgü} = 570 \text{ cm}$$

$$L_{örgü} = 570 \text{ cm} \Rightarrow L_{örgü,1} = 253 \text{ cm} , L_{örgü,2} = 317 \text{ cm}$$



Şekil 7.13 : Çapraz Elemanın Boyutlandırılması

$$N_{örgü} = V_{örgü} \frac{L_{örgü}}{h} = 43,07 \frac{570}{350} \Rightarrow N_{örgü} = 70,14 \text{ ton}$$

$$\lambda = \frac{k l}{r_y} = \frac{1 \cdot 253}{6,08} \cong 42$$

$\lambda = 42$ için TS 648 **çizelge-8**'de ST52 çeliğine ait basınç emniyet gerilmesi değeri,

$\sigma_{bem} = 1698 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{70,14}{106} = 0,662 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{eb} = 662 \text{ kg/cm}^2$$

$$\blacktriangleright \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} > 0,15 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1 \end{array} \right.$$

$$\blacktriangleright \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} \leq 0,15 \Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} = \frac{662}{1,33 \cdot 1970,9} = 0,25 > 0,15$$

$$I_{yb} = t_f \frac{b_f^3}{12} = 1,7 \frac{24^3}{12} \Rightarrow I_{yb} \cong 1958,4 \text{ cm}^4$$

$$F_{yb} = b_f t_f + \left(\frac{d - 2 t_f}{2} \frac{1}{3} \right) t_w$$

$$F_{yb} = 24 \cdot 1,7 + \left(\frac{24 - 2 \cdot 1,7}{6} \right) \cdot 1,0 \Rightarrow F_{yb} = 44,23 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{I_{yb}/F_{yb}} = \sqrt{1958,4/44,23} \Rightarrow i_{yb} = 6,65 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \Rightarrow C_b = 1,75$$

$$\blacktriangleright \frac{s}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y < 0,6 \cdot 1,33 \sigma_y$$

$$\blacktriangleright \frac{s}{i_{yb}} \geq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \frac{10000000 C_b}{(s/i_{yb})^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{s}{i_{yb}} = \frac{253}{6,65} = 38,05 \\ \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,75}{3600}} = 120,76 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} < \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}}$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (38,05)^2}{90000000 \cdot 1,75} \right] \cdot 3600 < 0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600$$

$$\sigma_B = 2281 \text{ kg/cm}^2 < 2873 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_B = 2281 \text{ kg/cm}^2$$

TS 648 madde 3.4'te yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçeveler için $C_m = 0,85$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_e' = \frac{\pi^2 E}{(K s/i_b)^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 2100000}{(253/10,31)^2} \Rightarrow \sigma_e' = 34384 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W_x} = \frac{1580}{938,3} = 1,684 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 1684 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}'}\right) \sigma_{Bx}} = \frac{662}{1,33 \cdot 1698} + \frac{0,85 \cdot 1684}{\left(1 - \frac{662}{34384}\right) \cdot 2281} = 0,93 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{662}{0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600} + \frac{1684}{2281} = 0,97 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

7.3.7. Kolonun Boyutlandırılması

Seçilen Kesit : **HE 260 B**

$d = 26 \text{ cm}$	$b = 26 \text{ cm}$	$A = 118,4 \text{ cm}^2$
$t_f = 1,75 \text{ cm}$	$t_w = 1,0 \text{ cm}$	$W_x = 1148 \text{ cm}^3$
$I_x = 14920 \text{ cm}^4$	$i_x = 11,22 \text{ cm}$	$i_y = 6,58 \text{ cm}$

7.3.7.1. Seçilen Kolon Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f)” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w)” oranları, ASD'de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 26/(2 \cdot 1,75) = 7,42 < 9,2 \quad (\text{uygun})$$

$$d/t_w < 90,5 \Rightarrow 26/1,0 = 26 < 90,5 \quad (\text{uygun})$$

7.3.7.2. Kolonun Boyutlandırılmasında Kullanılacak Olan Yük Birleşimi

UBC 2.32, Tablo 16-N'de belirtildiği üzere, kolonun boyutlandırılmasında kullanılacak olan yük birleşimi aşağıdaki gibidir (burada; ÖY ölü yükleri, HY hareketli yükleri, DY deprem yüklerini göstermektedir. ξ katsayısı dışmerkez çaprazlı çerçeveler için değeri 2,8 olarak alınacaktır.);

$$1,0 \text{ ÖY} + 0,7 \text{ HY} + \xi \text{ DY} \Rightarrow 1,0 \text{ ÖY} + 0,7 \text{ HY} + 2,8 \text{ DY}$$

Bu yük birleşimi, SAP2000 programıyla sisteme uygulandığında en alt kat kolonlarında oluşan kesit tesirleri aşağıdaki gibi bulunmuştur;

$$V = 0,21 \text{ ton}, N = -221,83 \text{ ton}, M_{üst} = 0,75 \text{ ton.m}$$

7.3.7.3. Kolon İçin Gereken Gerilme Kontrolleri :

$$\lambda = \frac{k l}{r_y} = \frac{1 \cdot 350}{6,58} \cong 53$$

$\lambda = 53$ için TS 648 çizelge-8'de ST52 çeliğine ait basınç emniyet gerilmesi değeri, $\sigma_{bem} = 1528 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{221,83}{118,4} = 1,874 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{eb} = 1874 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} > 0,15 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} \leq 0,15 \Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} = \frac{1874}{1,33 \cdot 1528} = 0,75 > 0,15$$

$$I_{yb} = t_f \frac{b_f^3}{12} = 1,75 \frac{26^3}{12} \Rightarrow I_{yb} \cong 2563 \text{ cm}^4$$

$$F_{yb} = b_f t_f + \left(\frac{d - 2t_f}{2} \cdot \frac{1}{3} \right) t_w$$

$$F_{yb} = 26 \cdot 1,75 + \left(\frac{26 - 2 \cdot 1,75}{6} \right) \cdot 1,0 \Rightarrow F_{yb} = 49,25 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{I_{yb}/F_{yb}} = \sqrt{2563/49,25} \Rightarrow i_{yb} = 7,21 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \Rightarrow C_b = 1,75$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y < 0,6 \cdot 1,33 \sigma_y$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \geq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \frac{10000000 C_b}{(s/i_{yb})^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{s}{i_{yb}} = \frac{350}{7,21} = 48,54 \\ \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,75}{3600}} = 120,76 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} < \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}}$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (48,54)^2}{90000000 \cdot 1,75} \right] \cdot 3600 < 0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600$$

$$\sigma_B = 2206 \text{ kg/cm}^2 < 2873 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_B = 2206 \text{ kg/cm}^2$$

TS 648 madde 3.4'te yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçeveler için $C_m = 0,85$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_e' = \frac{\pi^2 E}{(K s/i_b)^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 2100000}{(350/11,22)^2} \Rightarrow \sigma_e' = 21278 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W_x} = \frac{75}{1148} = 0,065 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}'} \right) \sigma_{Bx}} = \frac{1874}{1,33 \cdot 1528} + \frac{0,85 \cdot 65}{\left(1 - \frac{1874}{21278} \right) \cdot 2206} = 0,95 \leq 1 \quad \text{(uygun)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{1874}{0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600} + \frac{65}{2206} = 0,68 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_i} < 1,33 \tau_{em} = 1,33 \cdot 1,247 = 1,659 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau = \frac{0,21}{1,0 \cdot 22,5} = 0,009 \text{ ton/cm}^2 < 1,659 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

7.3.8. Bağlantı Kirişiyle Çapraz Eleman Birleşimi

Bağlantı kirişiyle çapraz eleman birleşiminde, çapraz elemanda oluşan $N = 70,14 \text{ ton}$ eksenel kuvveti ve $M = 15,80 \text{ ton.m}$ eğilme momentini aktarabilecek bir boyutlandırma yapılacaktır.

7.3.9. Kiriş-Kolon Birleşimi

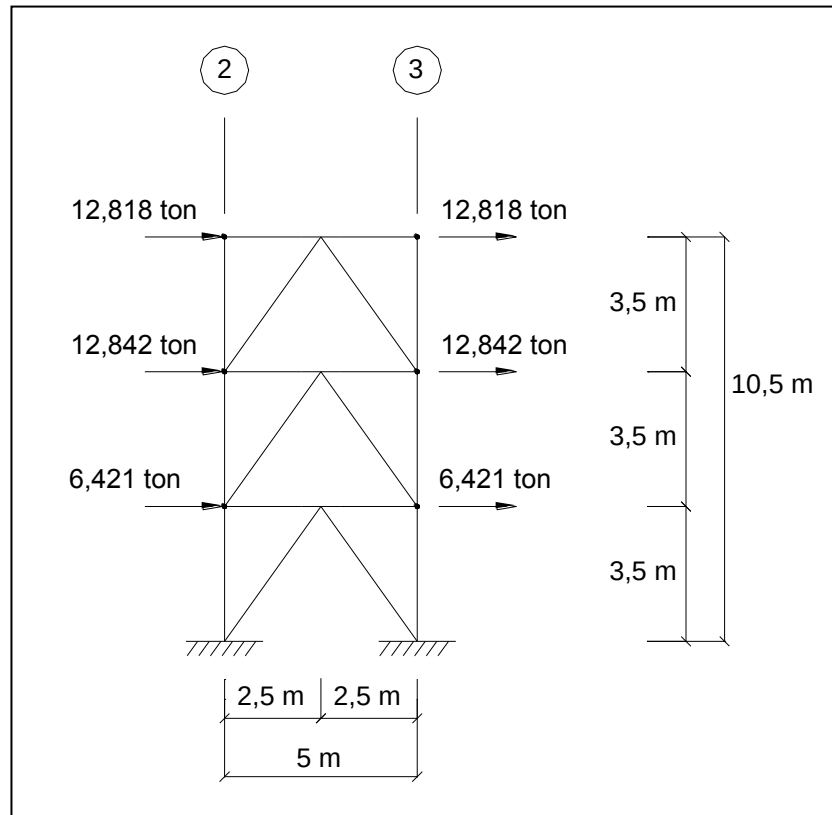
Kiriş – kolon birleşiminde, kirişten kolona aktarılan yükler dışında, çapraz elemanda oluşan $N = 70,14 \text{ ton}$ eksenel kuvvetini aktarabilecek bir boyutlandırma yapılacaktır.

7.4. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Yapının Boyutlandırılması

7.4.1. Merkezi Çaprazlı Çerçevenin Elastik Analizi

Şekil 7.14'te merkezi çaprazlı çerçevenin görünüşü ve Tablo 7.9'dan alınarak çerçeveye etki edilecek olan eşdeğer deprem yükleri görülmektedir (deprem yükü çerçevenin her iki tarafına da eşit olarak etki edilecektir). Çerçeve elemanlarına etki edilecek olan düşey yükler, bölüm 7.1.6.1 ve 7.1.6.2'den alınacaktır.

7.4.2. Seçilen Enkesit Profilleri : Kolonlar için HE 220 B, kirişler için IPE 270 ve çapraz elemanlar için HE 180 B (yapıların tüm katları için geçerlidir).



Şekil 7.14 : Merkezi Çaprazlı Çerçevenin Görünüşü

7.4.3. Elastik Analiz Sonuçları

Merkezi çaprazlı çerçevede SAP2000 programıyla yapılan elastik analiz sonucunda; bulunan kat ötelemeleri Tablo 7.18'de, elemanlarda oluşan kesit tesirleri Tablo 7.19'da verilmiştir.

Tablo 7.18 : Elastik Analiz Sonucunda Merkezi Çaprazlı Çerçeve Oluşan Kat Ötelemeleri

Kat No.	Görelî Kat Ötelemesi δ_x (cm)	Toplam Görelî Kat Ötelemesi δ_t (cm)
3	0,42	1,55
2	0,58	1,13
1	0,55	0,55

Tablo 7.19 : Elastik Analiz Sonucunda Merkezi Çaprazlı Çerçevenin Elemanlarında Oluşan Kesit Tesirleri

Kat No.	V_x (ton)	$N_{kiriş}$ (ton)	$N_{örgü}$ (ton)	$V_{kiriş}$ (ton)	$M_{kiriş}$ (ton.m)	$M_{örgü}$ (ton.m)
3	25,635	12,92	-24,49	1,88	0,96	0,07
2	51,318	26,85	-47,71	3,17	1,68	0,09
1	64,159	34,35	-59,17	3,24	1,85	0,09

7.4.4. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü :

ABYYHY bölüm 6.10.1’de görelî kat ötelemeleri için bir sınırlama verilmiştir. Buna göre, hesaplanan görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri olan $(\delta_i)_{\max}$,

Denk.(7.12)’da verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacaktır.

Kat yükseklikleri $h_1 = h_2 = h_3 = 350 \text{ cm}$ ve deprem yükü azaltma katsayısı $R = 6,4$ değerleri **Denk.(7.12)**’de yerine konulursa;

$$(\delta_i)_{\max} \leq \left[\begin{array}{l} 0,0035 \cdot h_i = 0,0035 \cdot 350 = 1,225 \text{ cm} \\ (0,02/R) \cdot h_i = 0,02/6,4 \cdot 350 = 1,094 \text{ cm} \end{array} \right] \Rightarrow (\delta_i)_{\max} \leq 1,09 \text{ cm}$$

Bu durumda bütün katlar için, en büyük görelî kat ötelemeleri $(\delta_i)_{\max} \leq 1,09 \text{ cm}$ şartını sağlamalıdır. Bölüm 7.4.3'te hesaplanarak **Tablo 7.18**'de verilen görelî kat öteleme değerlerinin bu şartı sağladıkları **Tablo 7.20**'de gösterilmiştir.

Tablo 7.20 : Görelî Kat Ötelemelerinin Sınır Değere Göre Kontrolü

Kat No.	δ_i (cm)	$(\delta_i)_{\max}$ (cm)
3	0,42	1,09
2	0,58	1,09
1	0,55	1,09

7.4.5 Çapraz Elemanın Boyutlandırılması

Seçilen Kesit : **HE 180 B**

$$\begin{array}{lll}
 d = 18 \text{ cm} & b = 18 \text{ cm} & A = 65,25 \text{ cm}^2 \\
 t_f = 1,4 \text{ cm} & t_w = 0,85 \text{ cm} & W_x = 425,7 \text{ cm}^3 \\
 I_x = 3831 \text{ cm}^4 & i_x = 7,66 \text{ cm} & i_y = 4,57 \text{ cm}
 \end{array}$$

7.4.5.1. Çapraz Elemanın Narinliği

Bölüm 4.2.1.(a)'da belirtildiği üzere, çapraz elemanların narinlik oranı $Kl/r \leq 5,87 \sqrt{E_s / F_y}$ eşitliğini sağlamalıdır.

$$L_{\text{örgü}} = l = \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + h^2} = \sqrt{250^2 + 350^2} \Rightarrow l = 430 \text{ cm} \text{ (bkz. Şekil 7.15)}$$

$$Kl/r = 1.430/4,57 = 94 \leq 5,87 \sqrt{2100/3,6} = 141,8 \quad \textbf{(uygun)}$$

7.4.5.2. Çapraz Eleman Basınç Dayanımı Kontrolü

4.2.1.(b)'de belirtildiği üzere, eksenel basınç altındaki çapraz eleman için gerekli basınç dayanımı değeri $\phi_c P_n$ değerini aşmamalıdır. Elastik analiz sonucunda çapraz elemana etkiyen en büyük eksenel basınç kuvveti $N_u = N_{\text{örgü}} = 59,17 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu (bkz. **Tablo 7.19**, 4. sütun)

$$\phi_c = 0,85$$

$\lambda = 94$ için ST52 çeliğine ait basınç emniyet gerilmesi değeri, TS 648 **çizelge-8**'de $\sigma_{bem} = 918,1 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.

$$N_{kr} = A \sigma_{bem} = 65,25 \cdot 0,9181 \Rightarrow N_{kr} = 59,91 \text{ ton}$$

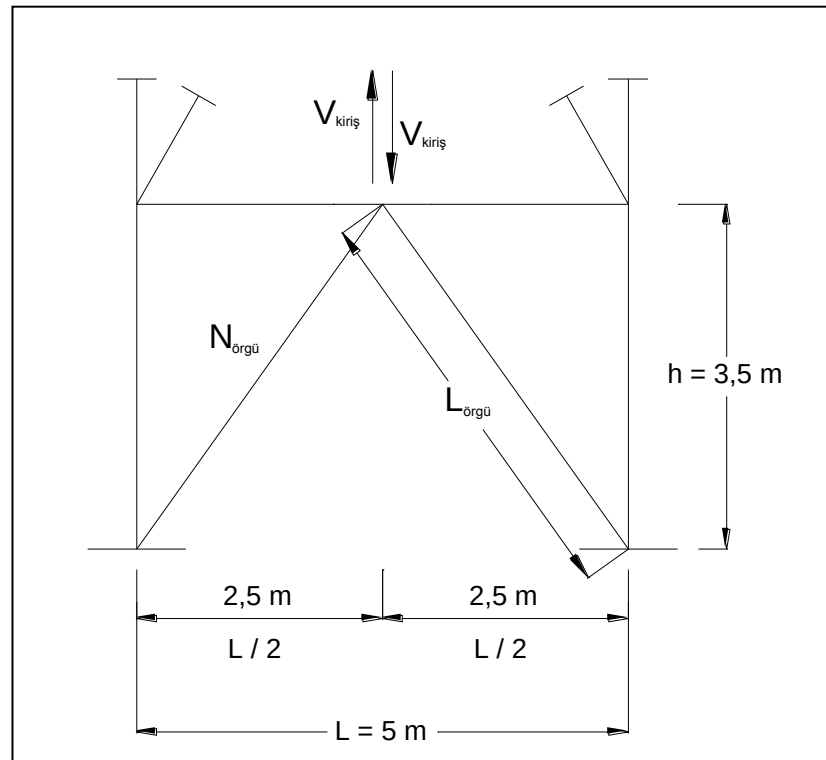
$$N_{c,u} = 59,17 \text{ ton} < 1,7 \phi_c P_n = 1,7 \cdot 0,85 \cdot 59,91 = 86,56 \text{ ton} \quad \textbf{(uygun)}$$

7.4.5.3. Seçilen Çapraz Eleman Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f)” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w)” oranları, ASD’de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 18/(2 \cdot 1,4) = 6,4 < 9,2 \quad \textbf{(uygun)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{18}{0,85} = 21,2 < 90,5 \quad \textbf{(uygun)}$$



Şekil 7.15 Çapraz Elemanın Boyutlandırılması

7.4.6. Kirişin Boyutlandırılması :

Seçilen Kesit : **IPE 270**

$$\begin{array}{lll} d = 27 \text{ cm} & b = 13,5 \text{ cm} & A = 45,95 \text{ cm}^2 \\ t_f = 1,02 \text{ cm} & t_w = 0,66 \text{ cm} & W_x = 428,9 \text{ cm}^3 \\ I_x = 5790 \text{ cm}^4 & i_x = 11,26 \text{ cm} & i_y = 3,02 \text{ cm} \end{array}$$

7.4.6.1. Seçilen Kiriş Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

ASD'de [18] verilen koşullara göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 13,5/(2 \cdot 1,02) = 6,6 < 9,2 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{27}{0,66} = 40,9 < 90,5 \quad (\text{uygun})$$

7.4.6.2. Kiriş İçin Gereken Gerilme Kontrolleri

Yapılan elastik analiz sonucunda; kirişe etkiyen kuvvetler $M_{kiriş} = 1,85 \text{ ton.m}$, $N_{kiriş} = 34,35 \text{ ton}$ ve $V_{kiriş} = 3,24 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu (bkz. **Tablo 7.19**).

$$\lambda = \frac{k l}{r_y} = \frac{1 \cdot 250}{3,02} \cong 83$$

$\lambda = 83$ için TS 648 **çizelge-8**'de ST52 çeliğine ait basınç emniyet gerilmesi değeri, $\sigma_{bem} = 1080,3 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{34,35}{45,95} = 0,748 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{eb} = 748 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} > 0,15 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} \leq 0,15 \Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} = \frac{748}{1,33 \cdot 2020,5} = 0,28 > 0,15$$

$$I_{yb} = t_f \frac{b_f^3}{12} = 1,02 \frac{13,5^3}{12} \Rightarrow I_{yb} \cong 209,1 \text{ cm}^4$$

$$F_{yb} = b_f t_f + \left(\frac{d - 2t_f}{2} \frac{1}{3} \right) t_w$$

$$F_{yb} = 13,5 \cdot 1,02 + \left(\frac{27 - 2 \cdot 1,02}{6} \right) \cdot 0,66 \Rightarrow F_{yb} = 16,52 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{I_{yb}/F_{yb}} = \sqrt{209,1/16,52} \Rightarrow i_{yb} = 3,56 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \Rightarrow C_b = 1,75$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y < 0,6 \cdot 1,33 \sigma_y$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \geq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \frac{10000000 C_b}{(s/i_{yb})^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{s}{i_{yb}} = \frac{250}{3,56} = 70,22 \\ \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,75}{3600}} = 120,76 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} < \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}}$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (70,22)^2}{90000000 \cdot 1,75} \right] \cdot 3600 < 0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600$$

$$\sigma_B = 1994 \text{ kg/cm}^2 < 2873 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_B = 1994 \text{ kg/cm}^2$$

TS 648 madde 3.4'te yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçeveler için $C_m = 0,85$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_e' = \frac{\pi^2 E}{(K s/i_b)^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 2100000}{(250/11,26)^2} \Rightarrow \sigma_e' = 42003 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W_x} = \frac{185}{428,9} = 0,431 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 431 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}'}\right) \sigma_{Bx}} = \frac{748}{1,33 \cdot 1080,3} + \frac{0,85 \cdot 431}{\left(1 - \frac{748}{42003}\right) \cdot 1994} = 0,74 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{748}{0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600} + \frac{431}{1994} = 0,48 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_i} < 1,33 \tau_{em} = 1,33 \cdot 1,247 = 1,659 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau = \frac{3,24}{0,66 \cdot 24,96} = 0,197 \text{ ton/cm}^2 < 1,659 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

7.4.7. Kolonun Boyutlandırılması

Seçilen Kesit : **HE 220 B**

$d = 22 \text{ cm}$	$b = 22 \text{ cm}$	$A = 91,04 \text{ cm}^2$
$t_f = 1,6 \text{ cm}$	$t_w = 0,95 \text{ cm}$	$W_x = 735,5 \text{ cm}^3$
$I_x = 8091 \text{ cm}^4$	$i_x = 9,43 \text{ cm}$	$i_y = 5,59 \text{ cm}$

7.4.7.1. Seçilen Kolon Profili İçin Enkesit Koşullarının Sağlanması

Bütün elemanların “başlık genişliği / kalınlığı (b/t_f)” ve “gövde derinliği / kalınlığı (d/t_w)” oranları, ASD’de [18] verilen koşullara uymalıdır. Buna göre, ST52 çeliği için; “başlık genişliği / kalınlığı” oranı $b/2t_f < 9,2$, “gövde derinliği / kalınlığı” oranıysa $d/t_w < 90,5$ şeklinde olmak zorundadır.

$$b/2t_f < 9,2 \Rightarrow 22/(2 \cdot 1,6) = 6,9 < 9,2 \quad (\text{uygun})$$

$$d/t_w < 90,5 \Rightarrow 22/0,95 = 23,2 < 90,5 \quad (\text{uygun})$$

7.4.7.2. Kolonun Boyutlandırılmasında Kullanılacak Olan Yük Birleşimi

UBC 2.32, Tablo 16-N'de belirtildiği üzere, kolonun boyutlandırılmasında kullanılacak olan yük birleşimi aşağıdaki gibidir (burada; ÖY ölü yükleri, HY hareketli yükleri, DY deprem yüklerini göstermektedir. ξ katsayısı merkezi çaprazlı çerçeveler için değeri 2,2 olarak alınacaktır.);

$$1,0 \text{ ÖY} + 0,7 \text{ HY} + \xi \text{ DY} \Rightarrow 1,0 \text{ ÖY} + 0,7 \text{ HY} + 2,2 \text{ DY}$$

Bu yük birleşimi, SAP2000 programıyla sisteme uygulandığında en alt kat kolonlarında oluşan kesit tesirleri aşağıdaki gibi bulunmuştur;

$$V = 0,09 \text{ ton}, N = -156,13 \text{ ton}, M_{üst} = 0,33 \text{ ton.m}$$

7.4.7.3. Kolon İçin Gereken Gerilme Kontrolleri :

$$\lambda = \frac{k l}{r_y} = \frac{1.350}{5,59} \cong 63$$

$\lambda = 63$ için TS 648 çizelge-8'de ST52 çeliğine ait basınç emniyet gerilmesi değeri,

$$\sigma_{bem} = 1376,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ olarak verilmiştir.}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{156,13}{91,04} = 1,715 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{eb} = 1715 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} > 0,15 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} \leq 0,15 \Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} = \frac{1715}{1,33 \cdot 1376,8} = 0,93 > 0,15$$

$$I_{yb} = t_f \frac{b_f^3}{12} = 1,6 \frac{22^3}{12} \Rightarrow I_{yb} \cong 1419,7 \text{ cm}^4$$

$$F_{yb} = b_f t_f + \left(\frac{d - 2t_f}{2} \cdot \frac{1}{3} \right) t_w$$

$$F_{yb} = 22 \cdot 1,6 + \left(\frac{22 - 2 \cdot 1,6}{6} \right) \cdot 0,95 \Rightarrow F_{yb} = 38,18 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{I_{yb}/F_{yb}} = \sqrt{1419,7/38,18} \Rightarrow i_{yb} = 6,10 \text{ cm}$$

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \Rightarrow C_b = 1,75$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \leq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y < 0,6 \cdot 1,33 \sigma_y$$

$$\Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} \geq \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} \Rightarrow \sigma_B = \frac{10000000 C_b}{(s/i_{yb})^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{s}{i_{yb}} = \frac{350}{6,10} = 57,38 \\ \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 1,75}{3600}} = 120,76 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{s}{i_{yb}} < \sqrt{\frac{30000000 C_b}{\sigma_y}}$$

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_y \cdot (s/i_{yb})^2}{90000000 C_b} \right] \sigma_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \cdot (57,38)^2}{90000000 \cdot 1,75} \right] \cdot 3600 < 0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600$$

$$\sigma_B = 2129 \text{ kg/cm}^2 < 2873 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_B = 2129 \text{ kg/cm}^2$$

TS 648 madde 3.4'te yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçeveler için $C_m = 0,85$ olarak verilmiştir.

$$\sigma_e' = \frac{\pi^2 E}{(K s/i_b)^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 2100000}{(350/9,43)^2} \Rightarrow \sigma_e' = 15030 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W_x} = \frac{33}{735,5} = 0,045 \text{ ton/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1,33 \sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}'} \right) \sigma_{Bx}} = \frac{1715}{1,33 \cdot 1376,8} + \frac{0,85 \cdot 45}{\left(1 - \frac{1715}{15030} \right) \cdot 2129} = 0,96 \leq 1 \quad \text{(uygun)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6 \cdot 1,33 \sigma_y} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{1715}{0,6 \cdot 1,33 \cdot 3600} + \frac{65}{2129} = 0,63 \leq 1 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_i} < 1,33 \tau_{em} = 1,33 \cdot 1,247 = 1,659 \text{ ton/cm}^2$$

$$\tau = \frac{0,09}{0,95 \cdot 19,96} = 0,005 \text{ ton/cm}^2 < 1,659 \text{ ton/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

7.4.8. Kirişle Çapraz Eleman Birleşimi

Bölüm 4.2.2.(a)'da belirtildiği üzere, çapraz elemanların birleşimleri aşağıda tanımlanan yüklerin en küçüğünü taşıyabilecek dayanıma sahip olmalıdır:

- a. $R_y F_y A_g$ olarak belirlenen çapraz elemanın nominal eksenel çekme dayanımı ($R_y F_y A_g = 1,1 \cdot 3,6 \cdot 65,25 = 258,39 \text{ ton}$),
- b. Statik hesapla bulunan sistem tarafından çapraz elemana aktarılan kuvvetlerin en büyüğü (59,17 ton).

Bu durumda; kirişle çapraz eleman birleşiminde, çapraz elemanda oluşan $N_{örgü} = 59,17 \text{ ton}$ eksenel kuvvetini aktarabilecek bir boyutlandırma yapılacaktır.

Bölüm 4.2.3.(a)'nın 4. maddesinde belirtildiği üzere, kirişle çapraz elemanın kesişim noktasındaki kirişin üst ve alt başlıklarında, $(F_y b_f t_{bf})$ olarak hesaplanan nominal kiriş başlık dayanımının 2%'si olan yanal kuvveti karşılayacak şekilde yanal mesnet teşkil edilmelidir.

$$0,02 F_y b_f t_{bf} = 0,02 \cdot 3,6 \cdot 13,5 \cdot 1,02 = 0,99 \text{ ton}$$

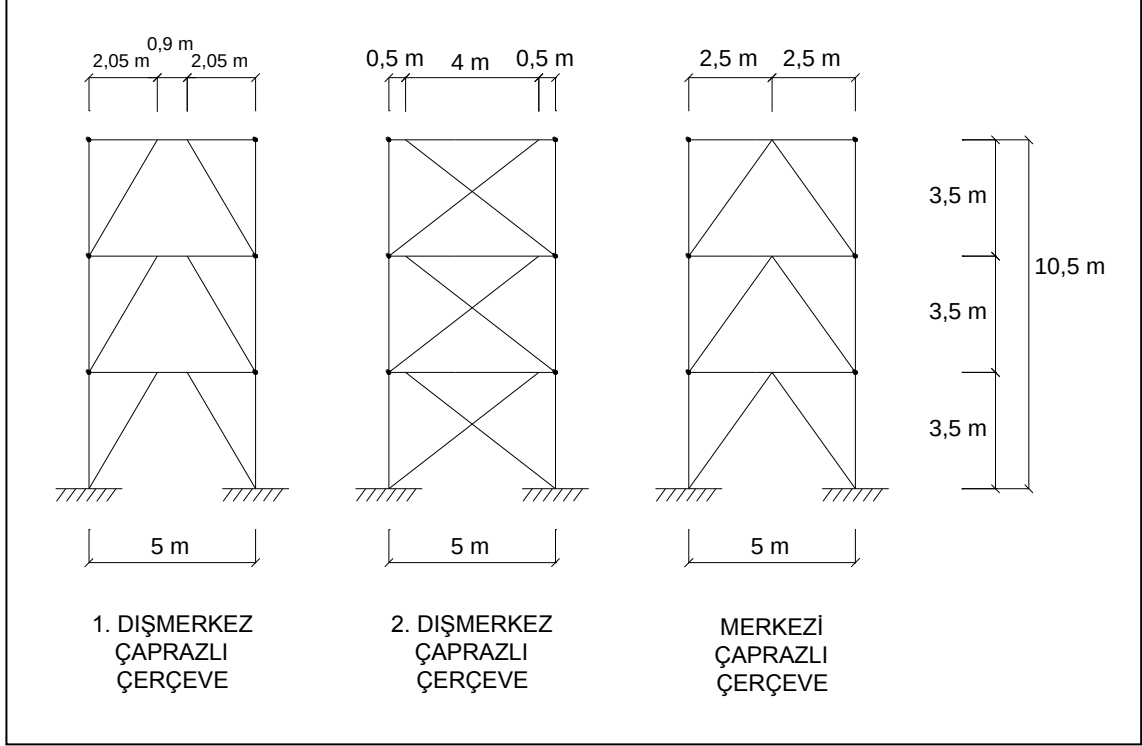
Kirişin çapraz elemanla olan birleşim noktasında, kiriş alt ve üst başlıklarına etkiyen 0,99 ton değerindeki yanal kuvvetlere karşı gerekli yanal destekler sağlanacaktır.

7.4.9. Kirişle Kolon Birleşimi

Kirişle kolon birleşiminde, kirişte oluşan kesme ve eksenel kuvvetlere ilave olarak çapraz elemanda oluşan (59,17 ton) eksenel kuvvetini aktarabilecek bir boyutlandırma yapılacaktır.

7.5. Sayısal İncelemelere Ait Sonuçların Değerlendirilmesi

Örnek bir yapı, bölüm 7.2 ve 7.3'te iki farklı dışmerkez çaprazlı çerçeve, bölüm 7.4'te merkezi çaprazlı çerçeve kullanılarak boyutlandırılmıştır (bkz. Şekil 7.16).



Şekil 7.16 : Boyutlandırılan Çaprazlı Çerçevelerin Görünüşü

Yapılan boyutlandırmalar sonucunda, farklı çaprazlı çerçeveler için seçilen enkesit profilleri **Tablo 7.21**'de verilmiştir (seçilen enkesit profilleri sistemin tüm katlarında aynıdır). Seçilen enkesit profillerine bağlı olarak, eleman boylarını da gözönüne alarak yapılacak olan ağırlık karşılaştırmasıysa **Tablo 7.22**'de verilmiştir Ağırlıkların hesabında, çerçevenin çaprazlı olan orta açıklığındaki tüm katlardaki çerçeve elemanları gözönüne alınmıştır. Kolon ve kiriş uzunlukları tüm çaprazlı çerçevelerde aynı olup sırasıyla 3,5 m ve 5 m'dir. Çapraz eleman uzunluklarıysa; 1. dışmerkez çaprazlı çerçevede 8,12 m, 2. dışmerkez çaprazlı çerçevede 11,4 m, merkezi çaprazlı çerçevedeyse 8,60 m değerindedir. Seçilen profil enkesitlerin birim ağırlıkları ek **D**'de verilmiştir.

Tablo 7.21 : Seçilen Enkesit Profilleri

	Kolon	Kiriş	Çapraz Eleman
1. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve	HE 260 B	IPE 330	HE 240 B
2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve	HE 260 B	IPE 270	HE 240 B
Merkezi Çaprazlı Çerçeve	HE 220 B	IPE 270	HE 180 B

Tablo 7.22 : Çaprazlı Çerçevelerdeki (Ç.Ç.) Eleman Ağırlıkları

	Kolonların Ağırlığı (kg)	Kirişlerin Ağırlığı (kg)	Çapraz Elemanların Ağırlığı (kg)	Elemanların Toplam Ağırlıkları (kg)
1. Dışmerkez Ç.Ç.	1953,0	736,5	2026,75	4716,25
2. Dışmerkez Ç.Ç.	1953,0	541,5	2845,44	5339,94
Merkezi Ç.Ç.	1501,5	541,5	1320,96	3363,96

Tablo 7.21 incelendiğinde, merkezi çaprazlı çerçeve için seçilen enkesit profillerinin dışmerkez çaprazlı çerçeveye oranla daha küçük olduğu görülmektedir. Bunun başlıca nedeni AISC’de [3] verilen tasarım kurallarıdır (bkz. bölüm 4).

Merkezi çaprazlı çerçeveler için; AISC [3] tasarım kuralları gözönüne alınarak yapılan boyutlandırma, çapraz elemanın aksenal olarak basınca dayanması üzerinedir. Bu amaçla çapraz eleman için AISC’de [3]; sırasıyla narinlik, basınç dayanımı, enkesit koşullarının sağlanması gibi kontroller yapılır. Birleşimlerde yapılacak olan boyutlama için esas alınacak olan kuvvet çapraz elemana bağlı olarak seçilir. Seçilecek olan kolon enkesitleri için sisteme özel bir yükleme yapılır ve bu yüklemeye bağlı olarak boyutlama yapılır. Seçilecek olan kiriş enkesitleri için, çapraz elemanla oluşacak olan etkileşimi karşılayabilen ve düşey yükler altında çapraz elemanın olmadığı düşünülerek yapılan yüklemeyi karşılayabilen bir boyutlama yapılır.

Dışmerkez çaprazlı çerçeveler için; AISC [3] tasarım kuralları gözönüne alınarak yapılan boyutlandırma, bağlantı kirişinin kapasitesine bağlıdır. Bu amaçla bağlantı

kirişı için AISC’de [3]; kesme dayanımı, bağlantı kirişinde oluşan plastik dönme açılarının kontrolü, bağlantı kirişi rijitleştiricilerinin boyutlandırılması ve aralıklarının belirlenmesi, enkesit koşullarının sağlanması gibi kontroller yapılır. Çapraz eleman enkesiti ve birleşimlerde yapılacak olan boyutlandırma , bağlantı kirişinin kapasitesine bağlı olarak seçilir. Seçilecek olan kolon enkesitleri için, merkezi çaprazlı çerçevelere benzer olarak, sisteme özel bir yükleme yapılır ve bu yüklemeye bağlı olarak boyutlama yapılır.

Bu bölümde örnek bir yapı üzerinde incelenen çaprazlı sistemlerde, merkezi çaprazlı çerçeveler için seçilen enkesitlerin daha küçük olduğu görülmüştü (bkz. **Tablo 7.21**). AISC’de [3] verilen kurallara bağlı olarak, merkezi çaprazlı çerçeveler için tasarım çapraz elemandaki eksenel dayanıma bağlıdır, dışmerkez çaprazlı çerçeveler içinse tasarım bağlantı kirişinin kapasitesine bağlıdır. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde oluşan dışmerkezlikten dolayı bağlantı kirişindeki gereken kesme dayanımı artmaktadır, bu artışı sağlamak için de bağlantı kirişi enkesitinin büyütülmesi gerekir. Diğer taşıyıcı sistem elemanları bağlantı kirişinin kapasitesine bağlı olarak seçildiğinden, bağlantı kirişinin enkesitinin artması sonucu çapraz elemanın enkesiti de artmaktadır. Kolonların tasarımında uygulanan farklı yükleme nedeniyle, merkezi çaprazlı çerçevelerdeki kolon enkesitleri daha küçük oluşmaktadır.

İki farklı dışmerkez çaprazlı çerçeve birbiriyle karşılaştırıldığında, 1. dışmerkezi çaprazlı çerçeve için seçilen enkesitlerin 2. dışmerkez çaprazlı çerçeve için seçilenden daha büyük olduğu görülmektedir (bkz. **Şekil 7.16** ve **Tablo 7.21**). Enkesitler arasındaki farklılığın nedeni seçilen çapraz şekilleridir. Yapılan elastik analiz sonucunda; 1. dışmerkez çaprazlı çerçevede bağlantı kirişinde oluşan kesme kuvvetinin değeri $V_{bağ} = 41,96 \text{ ton}$ (bkz. **Tablo 7.13**, 5. sütun), 2. dışmerkez çaprazlı çerçevede oluşan kesme kuvvetinin değeri $V_{bağ} = 19,02 \text{ ton}$ ’dur (bkz. **Tablo 7.16**, 5. sütun). Bu kuvvet farklılığından dolayı 1. dışmerkez çaprazlı çerçevede bağlantı kirişinin enkesiti, 2. dışmerkez çaprazlı çerçeveye göre daha büyük olmaktadır. Ancak sistemlerdeki çapraz eleman – bağlantı kirişi açılarındaki farklılıktan dolayı değişen çapraz eleman kuvvetleri yüzünden, 2. dışmerkez çaprazlı çerçevedeki çapraz eleman enkesiti, 1. dışmerkez çaprazlı çerçevedekiyle aynı olmaktadır.

Sonuç olarak; burada merkezi ve dışmerkez çaprazlı sistemlerin karşılaştırılması yanında, dışmerkez çaprazlı sistemlerin çapraz şekillerine bağlı olarak değişen davranışları ve bunların AISC'ye [3] bağlı olarak tasarımı gösterilmiştir.

8. SONUÇLAR

Önceki bölümlerde; merkezi ve dışmerkez çaprazlı çerçevelere ait genel bilgiler verilmiş, AISC [3] ve ABYYHY'ye [2] göre merkezi ve dışmerkez olarak çaprazlı çerçevelerin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları ayrıntılı bir şekilde belirtilmişti. Konuyla ilgili olarak AISC ve ABYYHY arasında bir karşılaştırma yapılırsa elde edilen sonuçlar aşağıda açıklanmıştır:

- ABYYHY'ye göre tasarımda merkezi çaprazlı çerçeveler süneklik düzeyleri açısından sadece süneklik düzeyi normal sistemler olarak tasarlanabilirken, AISC'de süneklik düzeyi normal ve süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanabilmektedir.
- ABYYHY'ye göre tasarımda; çapraz elemanların narinlik sınırı basınç kuvveti alacak şekilde tasarlanması halinde 100, yalnızca çekmeye çalışması halinde 250'dir. AISC'ye göre tasarımdaysa çapraz elemanların narinlik sınırı; merkezi çaprazlı çerçevelerde süneklik düzeyi normal sistemlerde ST52 için 102 (ST37 için 125), süneklik düzeyi yüksek sistemlerde ST52 için 142 (ST37 için 174) olarak verilmiştir. Dikkat çektiği üzere AISC'de narinlik sınırı kullanılan çelik cinsine bağlı olarak değişmektedir.
- Dışmerkez çaprazlı çerçeveler için ABYYHY'ye göre tasarımda; bağlantı kirişinin boyu için, kolonlar arasındaki açıklığa bağlı olarak bir sınırlandırma getirilmiştir. Konuyla ilgili olarak AISC'ye göre tasarımdaysa bağlantı kirişinin boyu; bağlantı kirişi için seçilen enkesit özelliklerine bağlı olarak, bağlantı kirişini eğilme akmasından önce kesme akmasına götürecek olan bir sınırlandırma verilmiştir.
- Dışmerkez çaprazlı çerçeveler için ABYYHY'ye göre tasarımda; kirişle bağlantı kirişi birleşim noktasında, kirişin yanal burkulması ve ayrıca yerel burkulması önleneyecektir ifadesi kullanılmıştır. Ancak bu olayların nasıl önleneceği hakkında herhangi bir açıklama yapılmamıştır. Konuyla ilgili olarak AISC'ye göre tasarımdaysa; kirişle bağlantı kirişinin birleşim noktasında yanal burkulma ve yerel burkulma olmaması için; sağlanacak olan yatay destek dayanımı, bağlantı kirişi

dönme açısı sınır değeri, bağlantı kirişi rijitleştiricilerinin ve bağlantı kirişi ara rijitleştiricilerinin tasarlanması, kirişin bağlantı kirişi dışında kalan kısmında sağlanacak olan yanal destek dayanımı ve kesitlerin kompakt olmasını sağlayacak oranlar detaylı bir şekilde verilmiştir.

➤ Bu karşılaştırma sonucunda, ABYYHY çaprazlı çerçevelerin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları açısından AISC'ye göre eksik bilgiler içermekte ve yetersiz kalmaktadır.

Bölüm 7'de üç katlı bir yapının, merkezi ve iki farklı dışmerkez çaprazlı sistemiyle tasarlanmasına ait sayısal inceleme verilmiştir. Bu sayısal incelemede, AISC ve ABYYHY'de belirtilen tasarım kuralları gözönüne alınarak boyutlandırılma yapılmıştır. Yapılan sayısal incelemeyle, merkezi ve dışmerkez çaprazlı sistemler için tasarım kurallarının nasıl uygulanacağını gösterilmesi amaçlanmıştır. Ayrıca değişik dışmerkez çapraz düzenlerine göre de sistem davranışındaki ve boyutlandırmadaki farklılıklar gösterilmiştir. Bu sayısal inceleme sonrası seçilen örnek yapıya ve çapraz şekillerine bağlı olarak elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.

➤ Merkezi çaprazlı çerçevelerde, çapraz elemanın aksel dayanımını esas alan bir boyutlandırma yapılır ve diğer elemanlarda buna bağlı olarak boyutlandırılır. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerdeyse, bağlantı kirişi kapasitesini esas alan bir boyutlandırma yapılır ve diğer elemanlarda buna bağlı olarak boyutlandırılır.

➤ Farklı çaprazlama tipleri altında yapılan boyutlandırmalar sonucunda; merkezi çaprazlı çerçevelerde elemanlar için seçilen enkesitlerin, dışmerkez çaprazlı çerçevelerdeki elemanlar için seçilenlere göre daha küçük olduğu görülmüştür. Bunun nedeni yukarıda bahsedilen, boyutlandırmada esas alınacak olan elemandan dolayıdır. Yapılan analiz sonucunda merkezi çaprazlı çerçevedeki çapraz elemanda oluşan aksel kuvvet değeri, dışmerkez çaprazlı çerçevelerdeki çapraz elemanda oluşan aksel kuvvet değerlerinden büyüktür. Ancak dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarımı çapraz elemanda oluşan aksel kuvvete göre değil, bağlantı kirişinin kapasitesine bağlı olarak yapılmaktadır. Yapılan dışmerkezlilikten dolayı kirişte oluşan kesme kuvveti etkisi büyük olduğundan dolayı, kiriş enkesiti bu değeri karşılayabilmek için büyük seçilmektedir ve de diğer elemanlar kirişin kapasitesine bağlı olarak seçildiklerinden bunların da enkesitleri büyümektedir. Açıklanan bu

nedenden dolayı, örnek yapı için seçilen merkezi çaprazlı çerçevedeki eleman enkesitleri, dışmerkez çaprazlı çerçeveye oranla daha küçük olmuştur.

➤ Örnek yapının farklı dışmerkez çaprazlı çerçevelerle yapılan boyutlandırmaları karşılaştırıldığında; seçilen kolon enkesitlerinin aynı olduğu, seçilen kiriş enkesiti açısından 1. dışmerkez çaprazlı çerçevede daha büyük enkesitli profil seçildiği, çapraz eleman açısından her iki dışmerkez çaprazlı çerçevede aynı profiller seçildiği gözlenmiştir. 1. dışmerkez çaprazlı sistemde bağlantı kirişinde oluşan kesme kuvveti değeri $V_{bağ} = 41,96 \text{ ton}$ olarak, 2. dışmerkez çaprazlı sistemdeyse bağlantı kirişinde oluşan kesme kuvveti değeri $V_{bağ} = 19,02 \text{ ton}$ olarak bulunmuştu. Oluşan bu farklılıktan dolayı 1. dışmerkez çaprazlı çerçevede seçilen kiriş enkesit profili daha büyüktür. Seçilecek olan çapraz eleman enkesit profili, bağlantı kirişi kapasitesine bağlıdır; ancak sistem geometrisinden dolayı her iki dışmerkez çaprazlı çerçevede seçilen çapraz elemanın enkesit profili aynı olmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2000. Deprem Mühendisliğine Giriş ve depreme dayanıklı yapı tasarımı, *Beta Dağıtım*, İstanbul.
- [2] **ABYYHY**, 1998. Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkındaki yönetmelik, *İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi*, İzmir.
- [3] **AISC**, 1997. Seismic provisions for structural steel buildings, *American Institute of Steel Construction Inc.*, Chicago.
- [4] **UBC**, 1997. Uniform Building Code, *International Conference of Building Officials*, California.
- [5] **Eurocode 8**, 1998. Design of structures for earthquake resistance, *European Committee for Standardisation*, Brussels.
- [6] **ECCS**, 1998. European recommendations for steel structures in seismic zones, *European Convention for Constructional Steelwork* , Brussels.
- [7] **LRFD**, 1999. Load and resistance factor design specification for structural steel buildings, *American Institute of Steel Construction Inc.*, Chicago.
- [8] **ECCS**, 1994. Manuel on design of steel structures in seismic zones, *European Convention for Constructional Steelwork* , Brussels.
- [9] **Ballio G., Perotti F.**, 1987. Cyclic behaviour of axially loaded members: numerical simulation and experimental verification, *Journal of Constructional Steel Research* ,7, 3-41.
- [10] **Georgescu D., Toma C., Gosa O.**, 1991. Post-critical behaviour of K-braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*.
- [11] **Hjelmstad K.D., Popov E.P.**, 1984. Characteristics of eccentrically braced frames, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, February.

- [12] **Malley J.O., Popov E.P.**, 1984. Shear links in eccentrically braced frames, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, September.
- [13] **Kasai K., Popov E.P.**, 1986. General behaviour of WF steel shear link beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, February.
- [14] **Kasai K., Popov E.P.**, 1986. Cyclic web buckling control for shear link beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, March.
- [15] **TS-648**, 1980. Çelik yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [16] **TS-498**, 1987. Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [17] **TS-3357**, 1979. Çelik yapılarda kaynaklı birleşimlerin hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [18] **ASD**, 1996. Allowable stress design, *American Institute of Steel Construction Inc.*, Chicago.
- [19] **Odabaşı Y.**, 1992. Ahşap ve çelik yapı elemanları, *Beta Dağıtım*, İstanbul.
- [20] **Becker R., Ishler M.**, 1996. Seismic design practice for eccentrically braced frames, *Steel TIPS*, California.
- [21] **Becker R.**, 1995. Seismic design of special concentrically braced steel frames, *Steel TIPS*, California.

EKLER

EK A

LRFD – Tablo B5.1 : Basınç Elemanlarının Genişlik – Kalınlık Oranları

Genişlik – Kalınlık Oranı	Narinlik Sınırı λ_p
b/t	$0,38\sqrt{E/F_y}$
h/t_w	$3,76\sqrt{E/F_y}$

EK B

AISC'den Alınan Gerekli Yük Birleşimleri

$$(4-1) \quad 1,2 D + 0,5 L + 0,2 S + \Omega_0 Q_E$$

$$(4-2) \quad 0,9 D - \Omega_0 Q_E$$

Burada ;

- D : sabit yükleri,
- L : hareketli yükleri,
- Q_E : deprem kuvvetleriyle oluşan taban kesme kuvvetini,
- S : kar yüklerini,
- Ω_0 : yatay sismik dayanım-ötesi çarpanını göstermektedir

EK C

ASD'den Alınan Gerekli Yük Birleşimleri

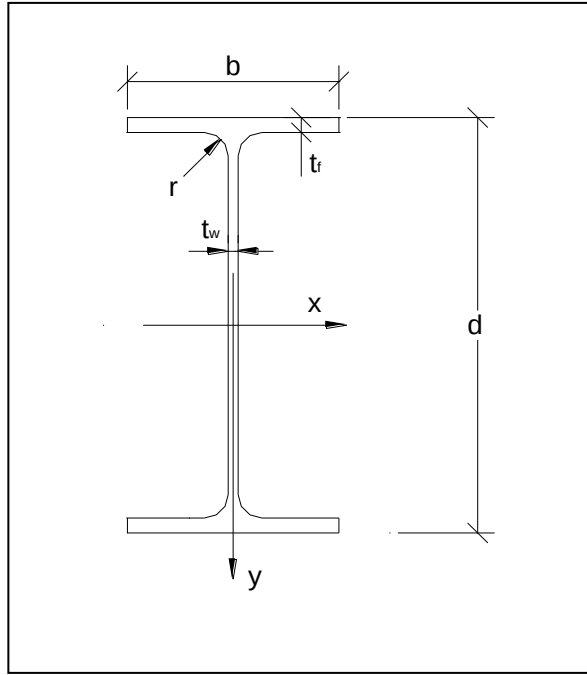
(A4-1)	$1,4 D$
(A4-2)	$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r, S \text{ veya } R)$
(A4-3)	$1,2 D + 1,6 (L_r, S \text{ veya } R) + (0,5 L \text{ veya } 0,8 W)$
(A4-4)	$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L_r, S \text{ veya } R)$
(A4-5)	$1,2 D + 1,5 E + (0,5 L \text{ veya } 0,2 S)$
(A4-6)	$0,9 D - (1,3 W \text{ veya } 1,5 E)$

Burada ;

D	: sabit yükleri,
E	: deprem yüklerini,
L	: hareketli yükleri,
L_r	: çatıdaki hareketli yükleri,
S	: kar yüklerini,
R	: yağmursuyu ve buzlanmasına bağlı yükleri,
W	: rüzgar yüklerini göstermektedir.

EK D

Bölüm 7’de Kullanılan Enkesit Profillerine Ait Bilgiler



	G	d	b	t_w	t_f	r	A	I_x	i_x	i_y	W_x	$W_{pl,x}$
	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm	mm ³	mm ³
IPE 270	36,1	274	135	6,6	10,2	15	45,95	5790	11,23	3,02	428,9	484
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,61	11770	13,71	3,55	713,1	804,3
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,25	3831	7,66	4,57	425,7	481,4
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,04	8091	9,43	5,59	735,5	827
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106	11260	10,31	6,08	938,3	1053
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	14920	11,22	6,58	1148	1283

ÖZGEÇMİŞ

Tezi hazırlayan Bora ÇELİK, 2 Aralık 1978 tarihinde Eskişehir’de doğmuştur. İlkokulu Zühtüpaşa İlkokulunda, ortaokul ve liseyi İstanbul Burak Bora Anadolu Lisesinde tamamlamıştır. 1996 yılında İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmıştır. 2000 yılında İ.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünü bitirdikten sonra, özel bir kuruluştaki proje mühendisi olarak çalışmaya başlamış ve aynı zamanda İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı ve İnşaat Mühendisliği Bölümü bünyesindeki Yapı Mühendisliği (Deprem) yüksek lisans programına girmeye hak kazanmıştır.